

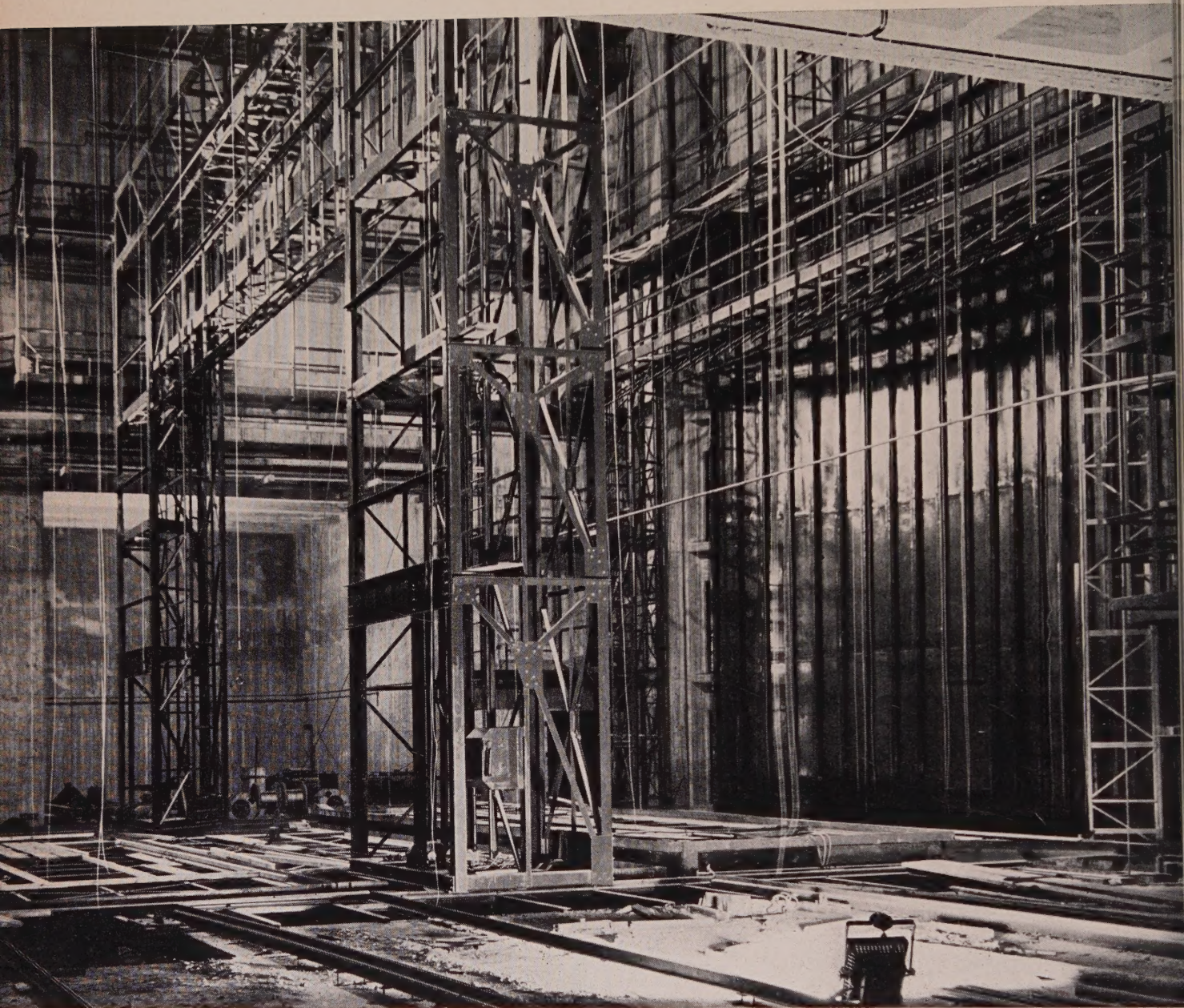
DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H.K. KLÖPPEL · DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

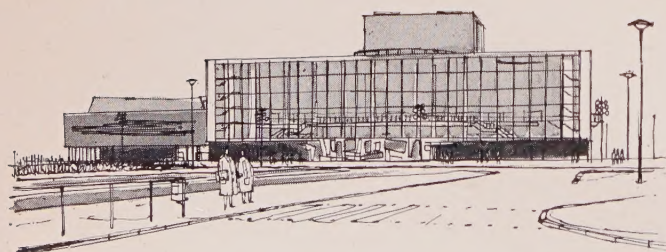
Heft 10 — Oktober 1961 A 6449 E



KRUPP



Neuzeitliche Theaterbühnen-Einrichtungen



Für das Stadttheater Gelsenkirchen lieferten wir für das große und das kleine Haus die komplette bühnentechnische Einrichtung:

Galerien • Schnürboden

Bewegliche Orchester- und Bühnenpodien

Feste und verstellbare Bühnenportale

Bühnenwagen mit eingebauter Drehscheibe

Eiserne Vorhänge • Rauchhauben • Rundhorizont

Dekorationszüge • Maschinenzüge

Prospektenaufzug • Vorhangzüge

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

150 JAHRE
KRUPP
1811 | 1961



Mit Sillan-Platten SPW
Isolierte Shedhallendächer
eines bedeutenden Automobilwerkes

SILLAN SPW

die neue Isolierplatte für Welldachhallen

Die freitragende anorganische Sillan-Platte SPW wurde als vollwertige Ergänzung zur Wellasbestzement-Platte für die Eindekung von Industrie- und Lagerhallen entwickelt. Die Dämmschicht aus Sillan schützt vor Wärmeverlusten und Schwitzwasserbildung. Die SPW-Platte bietet eine ausgezeichnete Schallschluckung. Welldachkonstruktionen mit Sillan-Platten SPW sind nicht nur feuchtigkeitsunempfindlich, raumbeständig und unbrennbar, sondern ab 40 mm dicken Platten auch feuerhemmend. SPW-Platten werden ohne zusätzliches Gerüst in einem Arbeitsgang mit den Wellplatten vom Dachdecker verlegt.



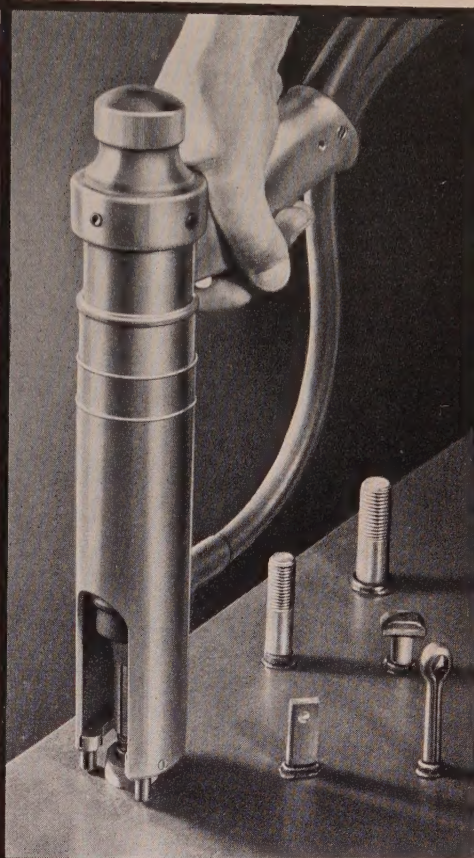
GRÜNZWEIG + HARTMANN AG

Lärmbekämpfung, Raumakustik, Wärme-, Kälteschutz

Ludwigshafen/Rh., Berlin, Bremen, Düsseldorf, Frankfurt/M., Hannover, Hamburg, Köln, München, Nürnberg, Saarbrücken, Stuttgart, Würzburg



BOLZENSCHWEISSEN



Für das unübertroffene
durch Weltpatente geschützte
CYC-ARC-Schweißverfahren:



BOLZENSCHWEISS- GERÄTE

Pistolen mit Steuergeräten
P1 mit W1 bis 20 mm Ø
P5 mit GW5 bis 12 mm Ø



BOLZENSCHWEISS- GLEICHRICHTER

GL 1000 luftgekühlt
GOE 1000 ölgekühlt
bis 1000 A

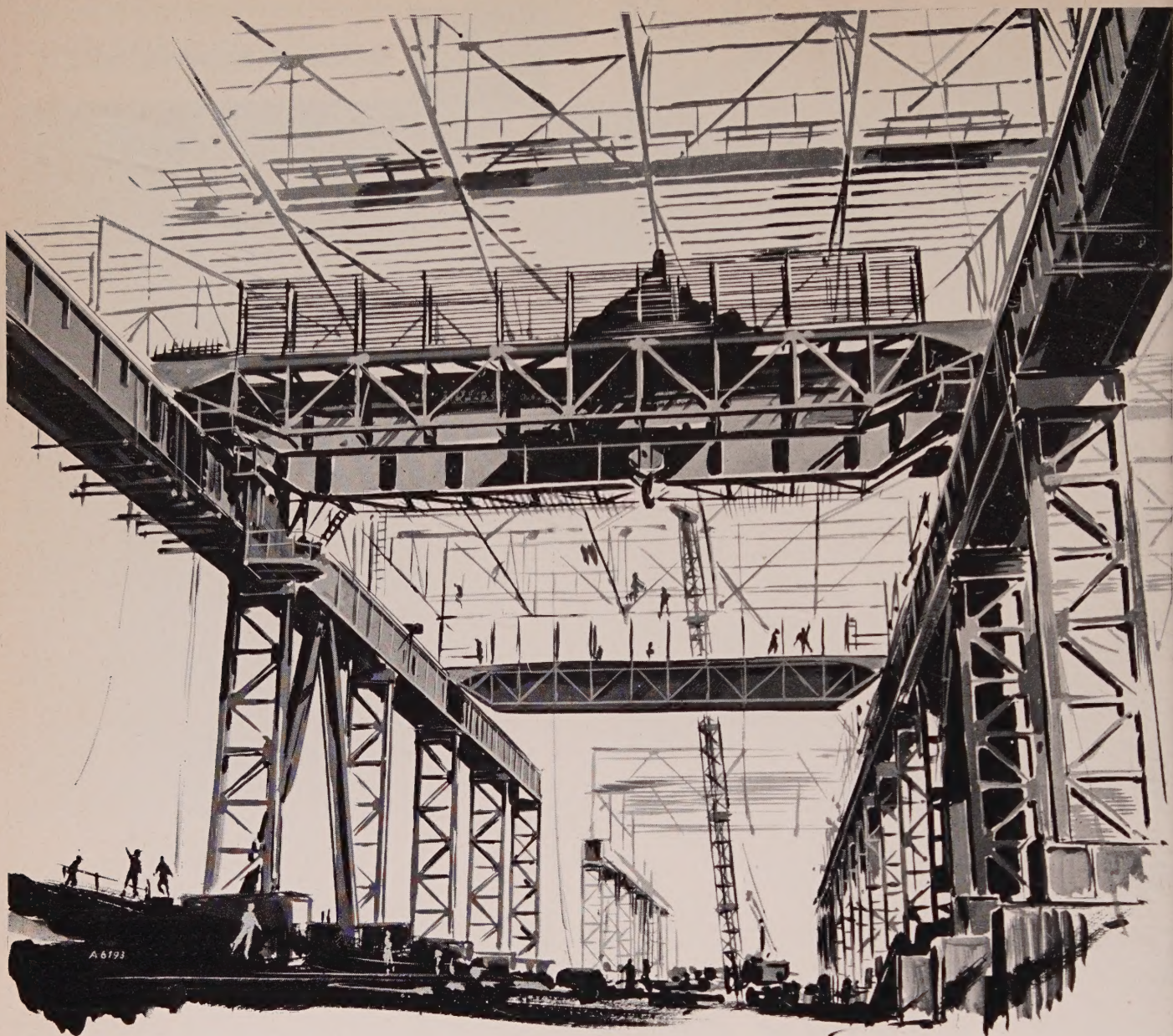


BOLZEN UND KERAMIKRINGE

In vielen Formen und Größen
bis 20 mm Ø



PECO VERKAUFSGESELLSCHAFT MBH
MÜNCHEN-PASING
LANDSBERGER STRASSE 432



DEMAG

STAHLHOCHBAU

In Verbindung mit zahlreichen industriellen Großprojekten in Norwegen, Schweden, Luxemburg, in Brasilien und Argentinien, in Ägypten, Indien, Burma und Korea konstruiert, fertigt und montiert die DEMAG schwerste Hallenkonstruktionen für Stahl- und Walzwerke mit Kranbahnen für größte Kranlasten. Als Fachwerkkonstruktionen oder in Vollwandbauweise ausgeführt vereinen sie die neuesten Erkenntnisse des Stahlbaues mit einer zeitgemäßen und harmonischen Architektur.

Besuchen Sie uns auf der Deutschen Industrie-Messe in Hannover, DEMAG-Zentralstand, Berliner Mittelallee

DEMAG AKTIENGESELLSCHAFT DUISBURG

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische HochschuleVerlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

30. Jahrgang

Berlin, Oktober 1961

Heft 10

Inhalt

Seite

Hartwig, H.-J., Dipl.-Ing. und Hafke, B., Dipl.-Ing.,
Gustavsburg: Die Bogenbrücke über den Askeröfjord 289Dotzauer, H., Dr.-Ing. und Heß, H., Dipl.-Ing., Ober-
hausen-Sterkrade: Belastungsprobe der Severins-
brücke Köln 303Annemüller, H., Dr.-Ing., Dortmund: Die Sektorver-
schlüsse der Moselstaustufe Lehmen 311Rohde, O., Dipl.-Ing., Dortmund: Überlaufsegmente mit
dem bisher höchsten Stau 315

Verschiedenes

Feder, D., Delkenheim: Weitere Aluminium-Verbund-
straßenbrücken in den USA 317

Tagungen

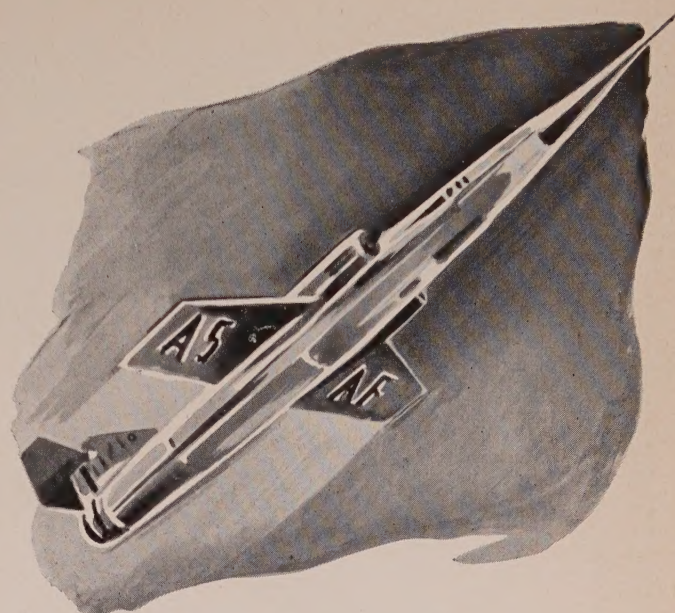
Große Schweißtechnische Tagung 1961 und 5. DVS-Fach-
schau „Schweißen und Schneiden“ in Essen 319

Persönliches 320

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft
3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-
bar. Bestellungen nimmt jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder
der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen
einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen:

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26.

Überall wo geschweisst wird ...



Metallogen

der blaue Blitz

DIE **WESSE** SCHNELLFLUSS-ELEKTRODE

Metallogen

Gesellschaft für Schweißtechnik und Werkstoffschutz m. b. H., Wattenscheid i. W.



Aus unserem Fabrikationsprogramm:

Metallogen - Elektroden für die Verbindungsschweißung an Stählen aller Art, auch legiert und hochgeköhlt

Metallogen - Elektroden für die Kesselschweißung

Metallogen - Elektroden für die Auftragschweißung

Metallogen - Elektroden für die Gußeisenschweißung

Metallogen - Elektroden für die Kontakt- und Tiefbrandschweißung

Metallogen - Elektroden für die Schweißung von rost- und hitzebeständigen Stählen

Metallogen - Elektroden für die Nicht-eisen-Metallschweißung

Metallogen - Zusatzwerkstoffe für die automatische Lichtbogenschweißung (Unterpulver-, Kontaktmantel-, Schutzgasschweißung)

Metallogen - Schweißmaschinen (Transformatoren, Umformer, Gleichrichter), Autogengeräte (Entwickler, Schweiß- u. Schneidbrenner), Schweißzubehör, Schweißdraht für die Gasschmelzschweißung (für Eisen, Stahl, Messing, Bronze Aluminium)

25 JAHRE



IM DIENSTE DER
SCHWEISSTECHNIK

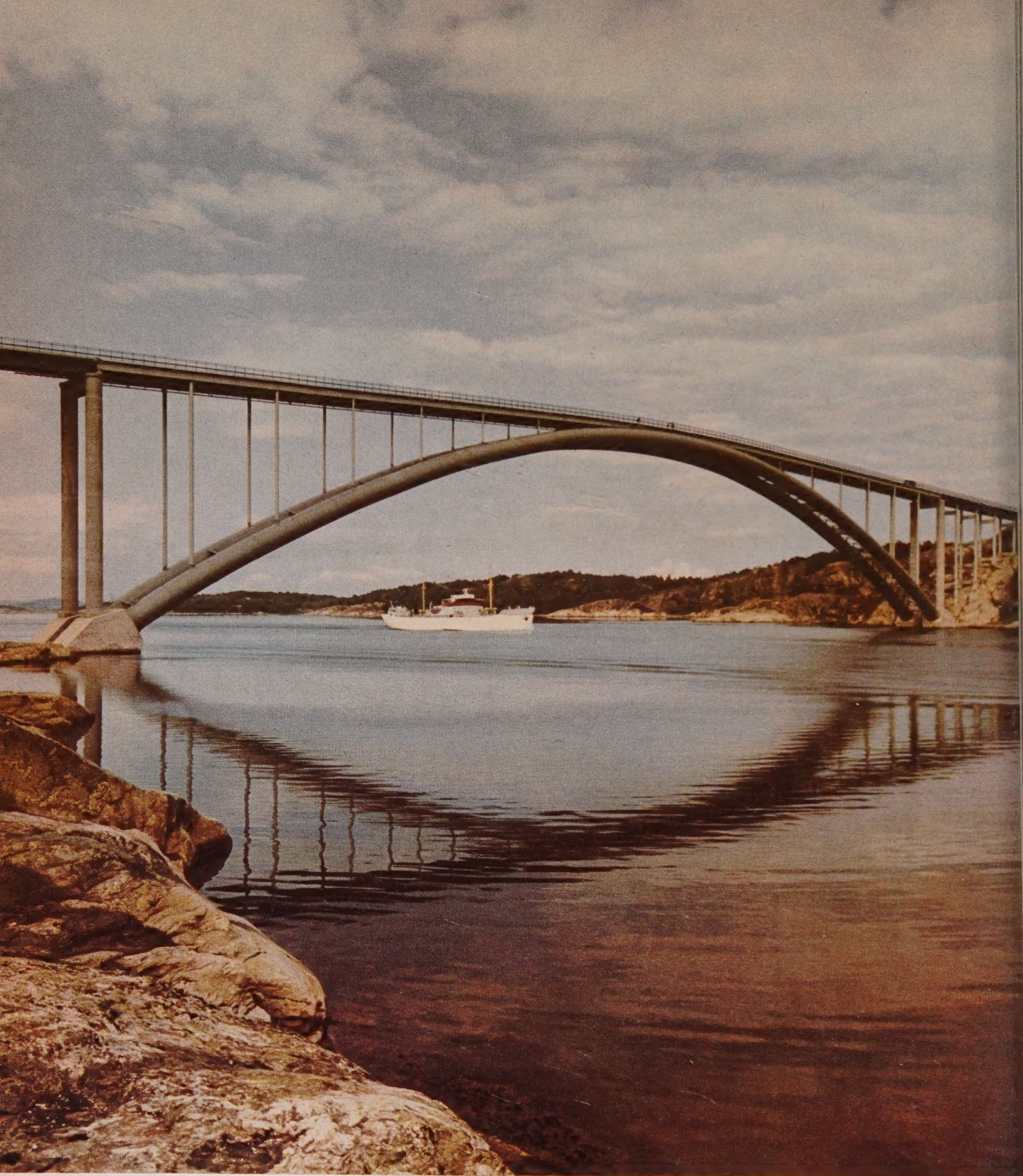
Metallogen

Gesellschaft für Schweißtechnik und
Werkstoffschutz m. b. H.

Wattenscheid

Ruf: 84 03 u. 8 14 03 • Postfach 145

Wir suchen noch gut eingeführte, branchekundige, rührige Vertreter
und Wiederverkäufer bei günstigen Bedingungen



Bogenbrücke über den Askerøfjord, 278 m Stützweite

M·A·N

Die M.A.N. blickt auf 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau zurück. Die Bogenbrücke über den Askerøfjord wurde nach unseren Ideen in Arbeitsgemeinschaft unter unserer technischen Führung erbaut.

1052/61

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

SCHWEISSEIGNUNG UND SCHWEISSPRÜFUNG VON WERKSTOFFEN

VON

G. VON REUMONT

W. RUHL

Leinen gebunden

Lexikonformat, 348 Seiten, 256 Abb.

Preis 30,- DM

Bestell-Nummer 240



GESELLSCHAFT FÜR ARBEITSTECHNIK M.B.H. ESSEN
VERLAG FÜR FACHBÜCHER, LEHRMITTEL UND ARBEITSHILFEN

Urteile

BEKANNTER FACHLEUTE, LEHRER UND KRITIKER

Oberingenieur Dr. Ing. Kurt Born, Phoenix Rheinrohr Mülheim

Im ersten Drittel des Buches über die „Schweißbeignung und Schweißprüfung von Werkstoffen“ werden die Herstellung des Stahles, seine Verarbeitung in Walzwerken und die Eigenschaften des fertigen Erzeugnisses beschrieben. Diese Einführung in die Metallurgie und Metallkunde des Eisens ist als Grundlage zum Verstehen der weiteren Ausführungen über die Veränderung des Stahles durch den Schweißvorgang und das Verhalten der Werkstoffe unter mehrachsigen Spannungen wertvoll.

Besonders zu begrüßen ist die eingehende Behandlung der Schweißbeignung von Stählen, weil wegen der komplexen Natur dieses Gebietes das Erkennen der Zusammenhänge oft Schwierigkeiten macht. Über die den Stahl im ungeschweißten und geschweißten Zustand betreffenden Kapitel hinaus, sind die verschiedenen Schweißverfahren und die Durchführung von Schweißungen übersichtlich dargestellt. Wegen der klaren Gliederung und leicht verständlichen Schilderung spricht das Buch einen großen Leserkreis an.

Prof. Böddrich, Ingenieurschule Koblenz

Ich habe mit großem Interesse Ihr Erstlingswerk durchgesehen und finde die Art und Weise der Darstellung des Stoffes durchaus für den Ingenieur der Praxis, aber auch für die Studierenden des Maschinenbaues geeignet. Man erhält beim Studium des Buches die Möglichkeit, sich eine gute Übersicht über die derzeitigen Erkenntnisse auf schweißtechnischem Gebiet zu verschaffen.

Mit Beginn des kommenden Winter-Semesters werden wir unsere Studierenden in geeigneter Form auf dieses Buch hinweisen.

Baurat Dipl.-Ing. Georg Wurzel, Aachen

Schon ein flüchtiger Überblick ließ mir den Eindruck entstehen, daß hier eine sehr sorgfältige Arbeit vorliegt, die ich mit gutem Gewissen empfehlen kann und auch werde... Ich werde Ihr Buch gern weiter empfehlen und auch zu meinen eigenen Arbeiten heranziehen.

Dipl.-Ing. H. Kaes, Duisburg, in Mitteilungen der Vereinigung der Großkesselbesitzer e. V.

Viele in der Praxis befindlichen Fachleute, die oftmals nur vorübergehend mit Schweißproblemen sich zu befassen haben, suchen eine Darstellung der Grundlagen und der bis heute bekanntgewordenen Methoden und Möglichkeiten zur Lösung schweißtechnischer Aufgaben. Die Verfasser haben nun eine solche Zusammenstellung geschaffen... Das gesamte Gebiet der Prüfung haben die Verfasser übersichtlich unterteilt in: Prüfung der Schweißbarkeit, der Schweißungen selbst, und zwar nach Grundwerkstoff und Verbindung und Prüfung der Schweißbeignung...

Das Buch ist stofflich sehr klar und übersichtlich gegliedert und in seinen Ausführungen umfassend und aufschlußreich. Es kann allen, die sich in der Praxis mit Schweißproblemen zu befassen haben, wertvolle Anregungen und Hinweise geben.

Dipl.-Ing. A. K. Bremhorst, Berat. Ing. — Industriepädagoge, Essen

Mit dieser Arbeit schließt sich eine Lücke in der Fachliteratur vor allem für die Ausbildung von Schweißfachleuten und Ingenieuren des Stahlbaues, in der Fortbildung von Konstrukteuren und Werkstoffprüfern. Die klare Einteilung, die unkomplizierte Sprache machen die Arbeit wertvoll.

Wichtige Neuerscheinung

Zur Schweißausbildung bestens bewährt!

Bei Neueinstellungen gehen Sie sicher mit dem Test „Wie begabt?“

Überprüfen Sie Ihre Lehrlinge vor der Lehrabschlußprüfung!

Weitere Schweißfachbücher aus unserem Verlag

- Nr. 1056 Fachrechnen für schweißende Berufe, dreistufig — 6,80 DM
Nr. 1057 Lösungen dazu — 4,80 DM
Nr. 213 Fachkunde „Das autogene Schweißen“, reich illustriert — 4,80 DM
Nr. 214 Fachkunde „Das Elektroschweißen“, reich illustriert — 4,80 DM
Nr. 315 Fachzeichnen für Schweißer (Zeichnungslesen) — 3,80 DM
Nr. 402 Lehrabschlußprüfung in Frage und Antwort der Autogen- und Elektroschweißer — 2,40 DM

II. Auslesetest „Wie begabt?“

- Nr. 50 Test „Wie begabt?“ — Erstausrüstung — 65,— DM
Eine sichere und rasche Methode zur Feststellung der allgemeinen Intelligenz für alle gewerblichen, kaufmännischen und industriellen Berufe. Die Erstausrüstung dient als Grundausrüstung und enthält: 1 Leitfaden (Nr. 51), 10 Fragemappen (Nr. 52), 50 Antwortbogen (Nr. 53), 3 Auswertebogen (Nr. 55)
Nr. 51 Test — Leitfaden — 9,— DM
Nr. 52 Test — Fragemappen — 2,— DM
Nr. 53 Test — Antwortbogen — 0,30 DM
Nr. 55 Test — Auswertebogen — 7,— DM
Nr. 62 Menschenkenntnis im Betrieb — Nöthling — 5,80 DM
Nr. 620 Das Geheimnis der Menschenform, Burger/Nöthling — Lexikonformat, Leinen, 530 Seiten, 702 Bilder — 65,— DM
Menschenkenntnis bedeutet Menschen erkennen können. Dazu bedarf es einer sicheren Kenntnis des menschlichen Ausdrucks. Logisch und zwingend geben die Verfasser die Gesetzmäßigkeiten der menschlichen Formen auf, so daß klar und einfach erscheint, was vorher so schwierig erschien.
Nr. 60 Richtig anlernen! — Honold — 2. Auflage — 3,60 DM

III. Zur Vorbereitung auf die Lehrabschlußprüfung

Wiederholung in Frage und Antwort

- Nr. 401 für Maschinenfacharbeiter (Dreher, Fräser, Bohrer, Schleifer) — Bruck — 6,— DM
Nr. 402 für Schweißer — Büse — 2,40
Nr. 403 für Former — Frede — 2,—
Nr. 404 für Galvaniseure — Nitsch/Bremhorst — 6,— DM
Nr. 405 für Klempner und Installateure — Buhr — 3 Bände — 6,—
Nr. 406 für Stellmacher und Wagenbauer — Wein — 2,40 DM
Nr. 407 4000 Fragen aus dem Metallgewerbe — Meyer — 5,80
Nr. 408 Werkstoffkunde und Werkstoffprüfung — Ruhl — 6,80 DM
Nr. 101 Richtig Rechnen — 30 Lektionen Grundlagen des Rechnens — 9,— DM
Nr. 102 Richtig Rechnen — Aufgaben und Lösungen — 5,— DM
Nr. 68/69 Deine Muttersprache — 40 Lektionen Grundlagen der Sprache — 9,— DM

BESTELLSCHEIN

Wir bestellen aus dem VERLAG FÜR ARBEITSTECHNIK GMBH, ESSEN, Postfach 611

- | | |
|-----------|---|
| Nr. 240 | Stck. Schweißbeignung und Schweißprüfung — 30,— DM |
| Nr. 1056 | Stck. Fachrechnen für schweißende Berufe — 6,80 DM |
| Nr. 1057 | Stck. Lösungen dazu — 4,80 DM |
| Nr. 213 | Stck. Fachkunde „Das autogene Schweißen“ — 4,80 DM |
| Nr. 214 | Stck. Fachkunde „Das Elektroschweißen“ — 4,80 DM |
| Nr. 315 | Stck. Fachzeichnen für Schweißer — 3,80 DM |
| Nr. 402 | Stck. Lehrabschlußprüfung für Autogen- und Elektroschweißer — 2,40 DM |
| Nr. 50 | Stck. Auslesetest „Wie begabt?“ — Erstausrüstung — 65,— DM |
| Nr. 62 | Stck. Menschenkenntnis im Betrieb — 5,80 DM |
| Nr. 620 | Stck. Das Geheimnis der Menschenform — 65,— DM |
| Nr. 101 | Stck. Richtig Rechnen — 9,— DM |
| Nr. 102 | Stck. Richtig Rechnen — Aufgaben und Lösungen — 5,— DM |
| Nr. 68/69 | Stck. Deine Muttersprache — 9,— DM |

Ort und Datum

Unterschrift

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

0. Jahrgang

BERLIN, Oktober 1961

Heft 10

Die Bogenbrücke über den Askeröfjord

Von Dipl.-Ing. H.-J. Hartwig und Dipl.-Ing. B. Hafke, Gustavsborg

DK 624.6.014.2 : 621.643.23

1. Die Tjörnverbindung

Am 15. Juni 1960 wurde die Bogenbrücke über den Askeröfjord eingeweiht und das Tjörnbrückenprojekt vollendet, das für die Inseln Tjörn und Orust mit ihren 20 000 Bewohnern eine feste

den über 1000 m Brücken gebaut. Die Fahrbahn ist auf den Brücken 7,50 m, auf den Landstrecken 7,00 m breit (Bild 1).

Den Stenungsund und den Källönsund überbrücken Spannbetonbalken von 55—94—55 und 50—107—107—50 m Stützweite, die in der Konstruktion und der Baudurchführung der Straßenbrücke in Worms ähneln. Das größte Bauwerk ist die 532 m lange Brücke zwischen Källön und Almön, deren Stahlrohrbogen sich 278 m frei über den Askeröfjord spannt. Ein Erddamm verbindet die dritte Insel, Almön, mit Tjörn.

Mit einem Aufwand von 21 Mill. SKr., davon 16 Mill. SKr. für die Brücken, wurde dieses Programm in vier Jahren durchgeführt. Über die Planung und Ausführung der Rohrbogenbrücke (Bild 2) wird im folgenden berichtet.

2. Zur Ausschreibung

Das Tjörnbrückenprojekt wurde im April 1956 von der Königlichen Straßen- und Wasserbauverwaltung international ausgeschrieben [1].

Während bei den Brücken über den Källönsund und Stenungsund neben den von der Verwaltung vorgesehenen Bogenbrücken auch Systeme mit Zwischenstützen zugelassen waren, durfte die Brücke über den Askeröfjord den 30 m tiefen Meeresarm auch während der Montage nicht einengen. Die Seeschifffahrt braucht eine freie Segelhöhe von 40 m in der 50 m breiten Schifffahrtsrinne. Für die Gradienten lagen die Widerlagerhöhen und die Steigung fest. Als Bauhöhe blieben im Scheitel 4,65 m.

Die Felsen von Almön und Källön bieten die besten Voraussetzungen, einen Bogen starr einzuspannen. Der Verwaltungsent-



Bild 1. Lage der Tjörnverbindung an der schwedischen Westküste

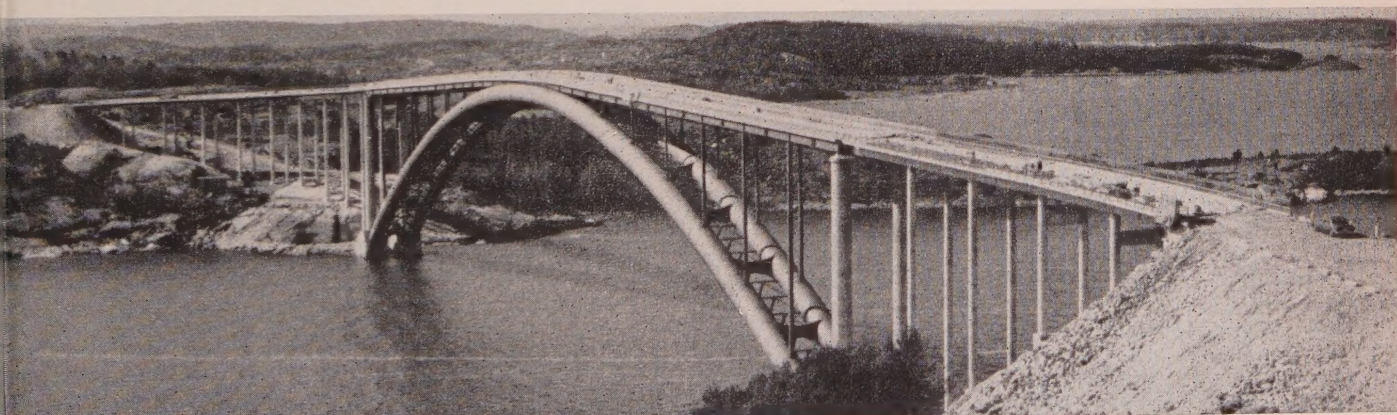


Bild 2. Rohrbogenbrücke über den Askeröfjord

Landverbindung schuf. Tjörn liegt vor der Westküste Schwedens in der Meerenge zwischen Skagerrak und Kattegat und wird durch den Askeröfjord vom Festland getrennt. Bisher gab es nur im Nordwesten der Insel eine Fähre zwischen Kollhättan und Svanesund, die während der Wintermonate durch das Eis stillgelegt wurde. Nach mehr als 25jähriger Planungsarbeit beschloß die schwedische Regierung im Jahre 1954 das Tjörnbrückenprojekt auszuführen. Die neue Straße zweigt in Stenungsund von der Reichsstraße 2, der Küstenstraße Malmö—Göteborg—Oslo, ab und führt über drei Inseln im Askeröfjord zur Insel Tjörn. Auf dieser 8,7 km langen Strecke wur-

wurf sah auch eine 278 m weit gespannte Bogenbrücke aus zwei stählernen, vollwandigen Kästen und Windverbänden vor, deren Hauptträger 7,50 m auseinander lagen. Die Stegblechhöhe nahm vom Kämpfer von 6,00 m auf 3,50 m im Scheitel ab. Die Fahrbahn sollte aus Haupt-, Längs- und Querträgern mit frei aufliegender Betonplatte gebildet werden, die durch Dehnungsfugen im Abstand von etwa 30 m unterteilt war.

Die Rampenbrücken waren in Stahlbeton mit engen Stützenabständen vorgesehen. Auf der Almöner Seite führt die Straße in einer Kurve von 150 m bis zum Endportal. Die Verwindung des

Fahrbahnprofils und die Straßenverbreiterung liegen noch 40 m auf der Bogenbrücke.

Bei der geringen Brückenbreite — sie beträgt zwischen den Geländern 9,40 m — verlangte die Standsicherheit besondere Beachtung. An der Küste werden häufig Windgeschwindigkeiten um 42 m/sec oder 150 km/h gemessen, die auf normale Brückenträger Drücke von etwa 150 kg/m² ausüben. Die rechnerische Belastung von mehrwandigen offenen Brückenquerschnitten wird von der Anzahl, der Höhe und dem Abstand der Träger abhängig gemacht. Bei einem Brückenquerschnitt mit zwei Hauptträgern entsprechend dem Ausschreibungsentwurf ist die horizontale Windlast von $150 \times (1 + 0,75) = 260 \text{ kg/m}^2$ gleichmäßig über die Trägerhöhe anzusetzen und stets mit den ständigen Lasten, den ungünstigsten Verkehrsbelastungen und Temperatureinwirkungen zu überlagern. Dieser Lastfall wird für die Bemessung des Bogentragwerkes maßgebend.

Auch konnte die Fahrbahn zur seitlichen Versteifung nicht herangezogen werden, weil eine durchlaufende Betonplatte zu große Zugbewehrung gegen Querbiegung aus Windlasten erfordert hätte. Eine Stahlfahrbahn mit den vorgeschriebenen Mindestblechdicken war teurer. Gegen die Einführung dieser Konstruktion für große Brücken in Schweden bestanden auch wegen der klimatischen Verhältnisse an der nördlichen Meeresküste Vorbehalte.

Außer diesen für alle Beteiligten gleichen technischen Schwierigkeiten waren die Angebote deutscher Firmen durch hohe Transportkosten, Einfuhrzölle und besondere Lohnverhältnisse belastet. Der schwedische Arbeitsmarkt verfügte nicht über ausreichend erfahrene Fachkräfte, so daß für die Montage ausschließlich Stammpersonal eingesetzt werden mußte. Dennoch gelang es, diese Nachteile durch die besondere Konstruktion der Rohrbogenbrücke auszugleichen. Unter zahlreichen Entwürfen und Angeboten wählte die Königliche Straßen- und Wasserbauverwaltung die in der Übersicht Bild 3 gezeigte Rohrbogenbrücke mit aufgeständerter Betonfahrbahn zur Ausführung. Als Generalunternehmer für das Tjörnbrückenprojekt wurde die schwedische Tiefbaufirma AB Skanska Cementgjuteriet bestellt. Die Rohrbogenbrücke über den Askeröfjord wurde nach einem Vorentwurf der MAN gemeinsam von MAN, Werk Gustavsburg, und Demag, Duisburg, ausgeführt.

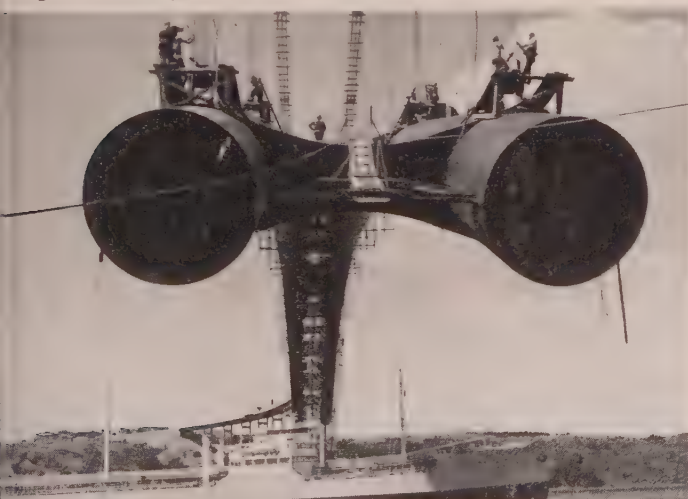


Bild 4. Blick in das Bogentragwerk während der Montage

3. Der Ausführungsentwurf

Das Haupttragwerk dieser Brücke wird aus zwei starr eingespannten Rohrbogen gebildet, die durch einen K-Fachwerkverband längs der Bogenmittellinie und durch Querscheiben verbunden sind (Bild 4). Diese Konstruktion bietet drei Vorteile, die sich vor allem bei diesem Projekt günstig auswirkten:

Das Kreisprofil bietet bei hohen Windgeschwindigkeiten einen wesentlich geringeren Strömungswiderstand als ein gleich hoher Kasten. Dadurch werden die horizontalen Lasten erheblich verringert. Außerdem werden die Gründungen billiger.

Die quasi-starre Verbindung der Bogenrohre durch Längs- und Querverbände hebt die Verdreh- und Biegesteifigkeit auf einen optimalen Wert. Bei gleichem Querschnitt ergibt ein Rohr eine höhere Drehsteifigkeit als ein entsprechender Kasten, weil es bei gleichem Umfang die größte Fläche umschließt und der gesamte Querschnitt für die Drehsteifigkeit ausgenutzt wird. Hohe Steifig-

keiten sind für die Knicksicherheit und für geringe Verformungen der schmalen Brücke nötig.

Der besondere wirtschaftliche Vorteil liegt in der hohen Beulstabilität der Rohre, die allein durch die Form gegeben ist.

Der Luftwiderstand der Bogenbrücke und die Beulspannung des Rohres wurden an Modellversuchen nachgewiesen, da hierüber keine allgemein anerkannten Ergebnisse vorlagen. Der schwedische Auftraggeber ergänzte hiernach die Berechnungsvorschriften für diese Brücke.

3.1 Windbelastung des Rohrbogens

Da die Windbelastung für die Bemessung der Bogenrohre und damit für die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion maßgebend war, konnte man sich mit theoretischen Berechnungen allein nicht begnügen. Wohl sind die Strömungsverhältnisse am Kreisrohr für die meisten baupraktischen Aufgaben erforscht. Versuche am Rohrtandem — wie der Tragwerksquerschnitt aus zwei hintereinanderliegenden mit einer Scheibe gekoppelten Rohren bezeichnet werden soll —, die sich auf diese Brücke übertragen ließen, fehlten. Die Ursache hierfür liegt in dem aerodynamischen Ähnlichkeitsgesetz, das gleiche Reynoldszahl ($Re = v \cdot d/\nu$) für Modell und Großausführung fordert und in den bestehenden Windkanälen für große Ausführungen und gleichzeitig hohe Windgeschwindigkeiten nicht erfüllt werden kann.

Im großen Windkanal des Forschungsinstitutes für Kraftfahrzeugwesen und Fahrzeugmotoren an der Technischen Hochschule Stuttgart konnte diese Bedingung an einem Modell im Maßstab 1:3,17 mit einem Rohrdurchmesser von 1,20 m nahezu erfüllt werden. Die vorgeschriebene maximale Windgeschwindigkeit von 42 m/sec ergibt $Re = 42 \cdot 3,80/15,1 \cdot 10^{-6} = 10^7$. Im Windkanal wurde $Re = 0,6 \cdot 10^7$ erreicht [1] [3]. Die Ergebnisse entsprechen einer Windgeschwindigkeit bis $0,6 \cdot 42 = 25 \text{ m/sec}$.

Vom Zylinder kennt man die sogenannte kritische Reynoldszahl, bei der der Widerstandsbeiwert c_W von 1,2 auf 0,3 bis 0,4 abfällt und für wachsende Geschwindigkeiten gleich niedrig bleibt. Sie wird bei turbulenter Anströmung mit $4 \cdot 10^4$, bei laminarer mit $4 \cdot 10^5$ angegeben [3] und ist noch abhängig von der Rauigkeit der Zylinderoberfläche.

Für das Rohrtandem mußte die kritische Reynoldszahl gefunden und der Widerstand der Brücke bis zur maximalen Windgeschwindigkeit erforscht werden, der durch den Luftwiderstandsbeiwert c_W beschrieben wird. Auch der Einfluß verschiedener Oberflächenrauigkeiten (z. B. Eisansatz) und schräger Anströmungen wurde verfolgt. Ausführlich berichtet R. Barth [3] über diese Windkanalmessungen.

Das c_W -Diagramm des Versuchsberichtes zeigt die Ergebnisse am großen Modell 1:3,17 für den Bereich $10^6 \leq Re \leq 6 \cdot 10^6$ und am kleinen Modell im Maßstab 1:24 für $10^5 \leq Re \leq 6 \cdot 10^5$, die stetig anschließen (Bild 5, 6).

Am technisch glatten Rohr — gesandstrahlt und normal gestrichen — wurde eine relative Rauigkeit von $k/d = 1 \cdot 10^{-4}$ gemessen, während eine vereiste Oberfläche durch einen aufgetupften Spezialanstrich nachgebildet wurde, der eine Rauigkeit von $k/d = 8 \cdot 10^{-4}$ erzeugte. Am glatten Rohrtandem fällt der Widerstandsbeiwert $c_W = w/q$ von 0,83 bei $0,4 \cdot 10^6 \leq Re \leq 1,6 \cdot 10^6$ auf 0,5 bei $Re \geq 3,5 \cdot 10^6$ und deckt sich mit dem Widerstandsbeiwert des rauhen Modells, das bei $0,4 \cdot 10^6 \leq Re \leq 10^6$ den maximalen Wert von $c_W = 0,58$ ergibt. Bei schräger Anströmung unter 10° erhöht sich für $Re \geq 3,5 \cdot 10^6$ der Luftwiderstand auf $c_W = 0,67$, der hier auch auf die Staufläche eines Rohres bezogen ist.

Die Königliche Straßen- und Wasserbauverwaltung legte auf Grund dieser Versuche für das Rohrtandem eine Windbelastung von 75 kg/m² fest. Sie wurde aus dem abgerundeten Wert $c_W = 0,7$ und dem Staudruck $q = \rho \cdot \frac{v^2}{2} \approx \frac{v^2}{16} = 107 \text{ kg/cm}^2$ berechnet, dem eine Windgeschwindigkeit von 42 m/sec entspricht. Bei gleicher Windgeschwindigkeit beträgt die Windbelastung von kastenförmigen Bogenträgern nach den schwedischen Vorschriften 260 kg/m².

3.2 Beulspannung und zulässige Spannung des Rohres

Als besonderer wirtschaftlicher Vorteil dieser Konstruktion wurde die Beulstabilität des Rohres herausgestellt, die durch die räumliche

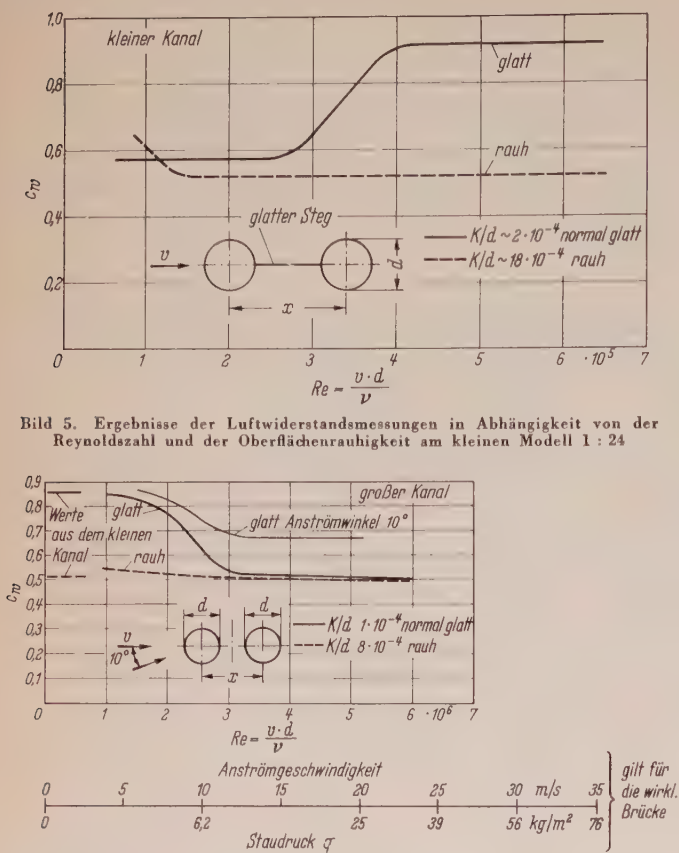
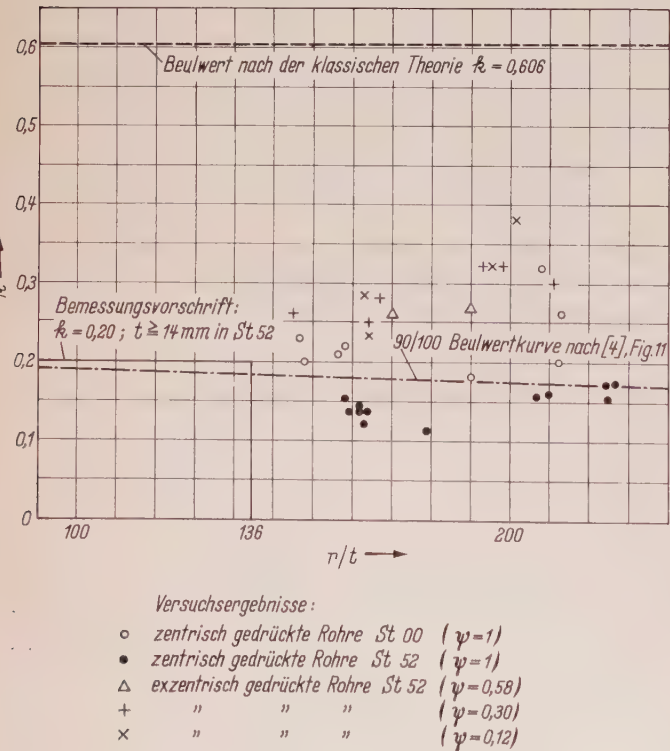


Bild 5. Ergebnisse der Luftwiderstandsmessungen in Abhängigkeit von der Reynoldszahl und der Oberflächenrauigkeit am kleinen Modell 1 : 24

Bild 6. Ergebnisse der Luftwiderstandsmessungen in Abhängigkeit von der Reynoldszahl, der Oberflächenrauigkeit und dem Anströmwinkel am großen Modell 1 : 3,17



Versuchsergebnisse:

- zentrisch gedrückte Rohre St 00 ($\psi=1$)
- zentrisch gedrückte Rohre St 52 ($\psi=1$)
- △ exzentrisch gedrückte Rohre St 52 ($\psi=0,58$)
- △ " " " ($\psi=0,30$)
- × " " " ($\psi=0,12$)

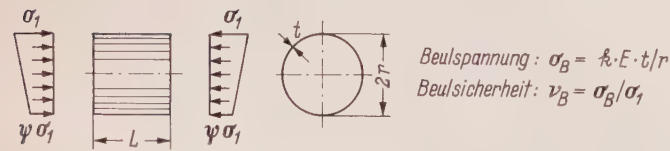


Bild 7. Beulwerte von axial gedrückten Rohren

Krümmung der Zylinderschale gegeben ist und nicht, wie bei ebenen Scheiben eines Kastens, durch eingeschweißte Längsteifen erzeugt werden muß. Für die Hauptträgerkästen des Ausschreibungsentwurfes wurden für 36 Beulsteifen 21 000 m Kehlnähte ermittelt, die beim Rohr gespart werden. Jedoch erfordert die notwendige Sicherheit ausreichende Blechdicke.

Als Bemessungsformel hierfür dient in der Praxis des Flugzeugbaues die einfache Gleichung $\sigma_B = k \cdot E \cdot t / r$, (σ_B = Beulspannung, k = Beulwert, $E = 2100 \text{ t/cm}^2$ = Elastizitätsmodul, t = Wanddicke, r = Zylinderradius), die mit linearisiertem Ansatz abgeleitet wird. Die Theorie ergibt den Beulwert $k = 0,606$ für mittlere Zylinderlängen bei konstanter Druckbelastung. Versuche und weitergehende Forschungen, die auch die Materialeigenschaften berücksichtigen, weisen hierfür jedoch wesentlich geringere Beulwerte nach, die hauptsächlich durch Abweichung von der idealisierten Zylinderform erklärt werden [2]. Sie sind praktisch sowohl am Modell als auch am Großobjekt nicht zu vermeiden.

Bei der Ausführung beträgt das kleinste Wanddickenverhältnis $r/t = 1900/14$. Die zugänglichen Versuchsergebnisse weisen im interessierenden Bereich von $r/t < 200$ große Streuungen auf und geben über die Größe der Vorverformungen nicht eindeutig Auskunft. Auch lagen keine Meßergebnisse an vergleichbaren Ausführungen im Stahlbau vor, nach denen man die absolute Größe der Vorverformungen und ein maßgebendes Vorbeulenverhältnis festlegen konnte. Da neben reinen Druckbeanspruchungen im Rohrbogenquerschnitt Biegespannungen von gleicher Größe auftreten, war eine Differenzierung der Beulwerte nach der Spannungsverteilung geboten.

Nach diesen Gesichtspunkten wurde in Gustavsborg ein Versuchsprogramm durchgeführt, über das H. Lindenberger schon ausführlich berichtet hat [2]. Die längsgeschweißten Modellrohre waren gegenüber der Ausführung 10-fach verkleinert und erfassen im Wanddickenverhältnis einen Bereich von $190/1,5 \leq r/t \leq 190/0,9$. An 32 Proben wurden die geometrische Form, Streckgrenze und Bruchspannung — es wurde St 00 und St 52 verwendet — sowie die Spannungsverteilung im mittleren Rohrquerschnitt bei zentrischer oder exzentrischer Belastung ermittelt. Die Spannungsmessungen stimmten mit der elementaren Rechnung $\sigma = P/F + M/W$ mit $M = P \cdot e$ überein. Die Versuchseinrichtung war so aufgebaut, daß die Kraft planmäßig, auch bei exzentrischer Wirkung, eingeleitet werden konnte. Die Vorverformung der Prüfzylinder wurde mit einem Tastschwingungsschreiber an mehreren Umfängen gemessen und ergab, bei ausgeprägter Unregelmäßigkeit, im Bereich der Schweißnaht Vorbeulen von der Tiefe der Blechdicke. Diese örtlichen Schweißverformungen waren bei den Versuchen jedoch kein Kriterium für die Beullast. Auf eine besondere Sorgfalt wurde bei der Herstellung der Proben absichtlich verzichtet, um etwa die äußerste Toleranz zu realisieren, die an eine Rohrfertigung gestellt werden kann. Wahrscheinlich gelten für diese Einflüsse nicht mehr die einfachen linearen Modellgesetze, weil man bei größeren Blechdicken verhältnismäßig geringe Schweißverformungen erwarten kann.

Die Versuchsergebnisse wurden von H. Lindenberger mit den Beulspannungen nach der nicht linearisierten Verformungstheorie verglichen. Sie liegen durchweg höher, als nach dem vorhandenen Vorbeulenverhältnis zu erwarten wäre und lassen den Einfluß der Materialqualität erkennen [2].

Ein Vergleich mit amerikanischen Versuchen, die erst später zugänglich waren, wurde über den Beulwert k der einfachen Bemessungsformel durchgeführt. Mehrere Forscher [4] ordnen die Beulwerte

$$k = \frac{K_c}{Z} \cdot \frac{\sigma^2}{12 \sqrt{1 - \mu^2}}$$

mit dem geometrischen Parameter

$$Z = \left(\frac{L}{r} \right)^2 \cdot \frac{r}{t} \sqrt{1 - \mu^2}$$

von 222 ausgewählten Versuchen in Abhängigkeit vom Wanddickenverhältnis r/t nach der Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens und geben Beulwertkurven für 90/100 und 99/100 Wahrscheinlichkeit an. Sie besagen, daß von 100 Versuchswerten 90 oder 99 Beulwerte höher als der angegebene liegen. Die 99/100-Kurve liefert etwa 0,7-fache Beulwerte der 90/100-Kurve.

Das Diagramm (Bild 7) zeigt die amerikanische 90/100 Beulwertkurve, die Bemessungsvorschrift sowie die Beulwerte der Gustavsburger Versuche (Tafel 1) mit der für Rohrbulversuche typischen

Streuung. Jedoch ist der Streubereich der Beulwerte für $145 \leq r/t \leq 170$ verhältnismäßig gering. Das Ergebnis entspricht den geringeren experimentellen Unterschieden zwischen den einzelnen Modellen in Materialqualität, Herstellung und Versuchsdurchführung. Man erkennt die Abhängigkeit von der Materialqualität und der Biegung. Alle Gustavsburger Versuchsergebnisse in St 52 liegen über der amerikanischen 90/100 Beulwertkurve. Die exzentrische Druckbelastung wird durch das Randspannungsverhältnis

$$\frac{\psi \cdot \sigma_1}{\sigma_1} = \frac{1 - 2e/r}{1 + 2e/r}$$

(z. B. für $e = 75$ mm und $r = 190$ mm ... $\psi = 0,12$) definiert und liefert höhere Beulwerte als gleichmäßiger Druck. Für $145 \leq r/t \leq 170$ wurde bei zentrischem Druck als kleinster Beulwert $k_1 = 0,20$, bei exzentrischem Druck $k_{0,12} = 0,24$ ermittelt.

Tafel 1. Beulwerte der Gustavsburger Versuche

Rohr Nr.	σ_B t/cm ²	ψ	$\kappa \cdot \sigma_B$	r/t	Z	K_c/Z	k_{ψ}	K_c^*/Z	k_1^*
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
St 00 zentrisch gedrückte Rohre									
1	1,61	1	$= \sigma_B$	224	896	0,201	0,172		
2	1,58	1		207	828	0,181	0,156		
3	1,61	1		226	904	0,202	0,173		
5	1,60	1		210	840	0,187	0,160		
6	1,42	1		225	900	0,176	0,152		
21	1,73	1		164	656	0,157	0,136		
22	1,78	1		159	636	0,157	0,135		
23	1,88	1		162	648	0,169	0,145		
24	1,60	1		163	652	0,145	0,124		
25	1,78	1		162	648	0,160	0,138		
26	2,06	1		158	632	0,180	0,153		
86	1,34	1		179	716	0,134	0,114		
St 52 zentrisch gedrückte Rohre									
41	3,24	1	$= \sigma_B$	208	832	0,373	0,32		
42	1,99	1		212	848	0,232	0,20		
43	2,56	1		213	852	0,296	0,26		
44	1,95	1		190	760	0,206	0,18		
61	2,87	1		158	632	0,252	0,22		
62	2,79	1		157	628	0,242	0,21		
63	3,30	1		147	588	0,269	0,23		
64	2,87	1		148	592	0,234	0,20		
St 52 exzentrisch gedrückte Rohre									
3	3,02	0,58	2,90	190	760	0,319	0,27	0,304	0,26
75	3,21	0,58	3,06	170	680	0,302	0,26	0,288	0,25
51	3,03	0,30	2,82	211	844	0,351	0,30	0,329	0,28
52	3,52	0,30	3,24	193	772	0,375	0,32	0,345	0,30
54	3,39	0,30	3,14	198	792	0,370	0,32	0,343	0,30
71	3,23	0,30	2,99	164	656	0,292	0,25	0,270	0,23
72	3,46	0,30	3,22	167	668	0,319	0,28	0,296	0,26
76	3,77	0,30	3,49	145	580	0,302	0,26	0,279	0,24
53	4,02	0,12	3,61	201	804	0,445	0,38	0,400	0,34
55	3,59	0,12	3,23	195	780	0,375	0,32	0,348	0,30
73	3,01	0,12	2,72	164	656	0,273	0,235	0,246	0,21
74	3,66	0,12	3,30	163	652	0,329	0,285	0,296	0,26

Bei allen Versuchen $\sigma_B \leq \sigma_F$

Rohr Nr. 73 $\sigma_F = 3,65 \div 3,69$ t/cm²

$$\sigma_B = \frac{K_c}{Z} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \sqrt{1 - \mu^2}} \cdot \frac{t}{r} = k \frac{E \cdot t}{r} \quad (\text{ideelle Beulspannung})$$

ψ Randspannungsverhältnis

k_{ψ} Beulwert für ein bestimmtes Randspannungsverhältnis

$$\kappa \text{ Umrechnungsfaktor } \kappa = \frac{1 + \frac{k_1}{k_{-1}} \cdot \frac{\Delta \sigma}{\sigma_N}}{1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_N}}$$

$$= \frac{1 + \frac{1}{1,3} \cdot \frac{\Delta \sigma}{\sigma_N}}{1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_N}}$$

$\Delta \sigma$ Biegerandspannung

σ_N mittlere Normalspannung

k_1/k_{-1} Verhältnis der Beulwerte für Druck und Biegung, nach Kappus ist $k_{-1} = 1,3 k_1$

Ein Rohr mit der exzentrischen Belastung $\sigma_N + \Delta \sigma$ soll hierbei die gleiche Beulspannung erreichen wie ein Rohr mit gleichmäßiger Druckbelastung $\sigma_N^* = \kappa \cdot (\sigma_N + \Delta \sigma)$

für $r = 190$ mm

$e = 25$ mm

$2 e/r = 0,264$

$\kappa = 0,954$

$\psi = 0,58$

$Z = \frac{L^2}{r \cdot t} \sqrt{1 - \mu^2}$

50 mm

75 mm

$0,792$

$0,923$

$0,898$

$0,12$

$0,30$

$0,12$

Nach Diskussion dieser Ergebnisse entschied der Auftraggeber, daß bei der Ausführung der Rohre in St 52 generell mit $k = 0,2$

nach der Beulformel $\sigma_B = 0,2 \cdot E \cdot t/r$ gerechnet wird und daß für die Randspannungen Beulsicherheiten von $\nu_{BI} = 1,75$ bei Hauptlasten und $\nu_{BII} = 1,45$ bei Haupt- und Zusatzlasten eingehalten werden. Damit wurde für Blechdicken bis 16 mm der Beulnachweis, für größere Wanddicken der allgemeine Spannungsnachweis maßgebend, wie Tafel 2 für $r = 190$ mm zeigt.

Tafel 2. Zulässige Beulspannungen

Blechdicke t (mm)	Beulspannung $\sigma_B = 0,2 \cdot E \cdot t/r$ (t/cm ²)	zul $\sigma_I = \sigma_B/1,75 \leq 2,05$ t/cm ²	zul $\sigma_{II} = \sigma_B/1,45 \leq 2,40$ t/cm ²
12	2,653	1,52	1,83
13	2,874	1,64	1,98
14	3,095	1,77	2,13
15	3,316	1,90	2,29
16	3,537	2,02	2,40
17	> 3,6	2,05	2,40

Man liegt mit dieser Vorschrift für die maßgebenden Lastfälle ($\psi = 0,12$) bei dieser Brücke auf der sicheren Seite und verzichtet darauf, die geringen Schubspannungen im Rohr aus Querkraften und Torsion sowie die örtlichen Ringspannungen im Blech an den Queraussteifungen im Stabilitätsnachweis zu berücksichtigen.

3.3 Allgemeine Berechnungsvorschriften

Jedes größere Bauvorhaben erfordert umfangreiche Vorarbeiten, deren Ergebnisse in den Ausschreibungsunterlagen zusammengestellt werden. Sie dienen als Richtlinie bei der Angebotsbearbeitung und bilden zusammen mit den Vertragsbedingungen und allgemeinen Berechnungsvorschriften die Grundlage zur Ausführung des gewählten Entwurfes. Bei der technischen Bearbeitung im Konstruktionsbüro waren hier die schwedischen Berechnungsvorschriften und Konstruktionsregeln anzuwenden. Da sich diese zum Teil von den deutschen Vorschriften unterscheiden, werden die wichtigsten mitgeteilt. Die ungewöhnliche Konstruktion des Bogentragwerkes führte darüber hinaus zu Sonderbestimmungen, die auf Grund zahlreicher Versuche festgelegt wurden.

Die Festigkeitsberechnung der Stahlkonstruktion wurde u. a. nach folgenden Vorschriften aufgestellt:

Normalien für Eisenkonstruktionen für Bauwerke vom Jahre 1938.

Vorschriften der Kgl. Schwed. Straßen- und Wasserbaudirektion über bewegliche Brücken, Trajekte und andere Ingenieurbauten (Konstruktionsnormen I) 1947.

Die „Provisorischen Vorschriften für Belastungen und zulässige Beanspruchungen u. a. für Konstruktionen von Weg- und Straßenbrücken“ der Straßen- und Wasserbaudirektion vom Jahre 1955.

Die Normen für Entwurf, Ausführung und Überwachung von geschweißten Bauwerken (Bauschweißnormen) der Schweißkommission vom Jahre 1949.

Für die Berechnung der Stahlbeton-Fahrbahnplatte waren die Schwedischen Staatlichen Betonbestimmungen, Teil 1, vom 31. 12. 1949 maßgebend.

Die Vorschriften über die Belastungen und zulässigen Spannungen werden auszusweise angegeben.

a) Spurbelastung

Eine Fahrzeugreihe wird durch eine gleichmäßig verteilte Last p [t/m] und den Achsdruck $P = 14$ t an beliebiger Stelle dargestellt. Die Streckenlast wird mit wachsender Belastungslänge geringer (Bild 8).

Die Spurbelastung ist auf eine Breite von 2,4 m gleichmäßig verteilt anzunehmen, falls sich dadurch eine ungünstigere Wirkung ergibt.

Anzahl und Stellung der Fahrzeugreihen sind von der Fahrbahn breite abhängig.

Wenn die Anzahl der Fahrzeugreihen, die gleichzeitig einen Konstruktionsteil beeinflussen, bei Brücken mit zwei Verkehrsrichtungen größer als 2 ist, sind die Belastungen durch die dritte und weiteren Fahrzeugreihen auf die Hälfte herabzusetzen.

Die Einzellast ist um den Schwingbeiwert (dynamischer Zuschlag) von $\varphi = 1,4$ zu erhöhen.

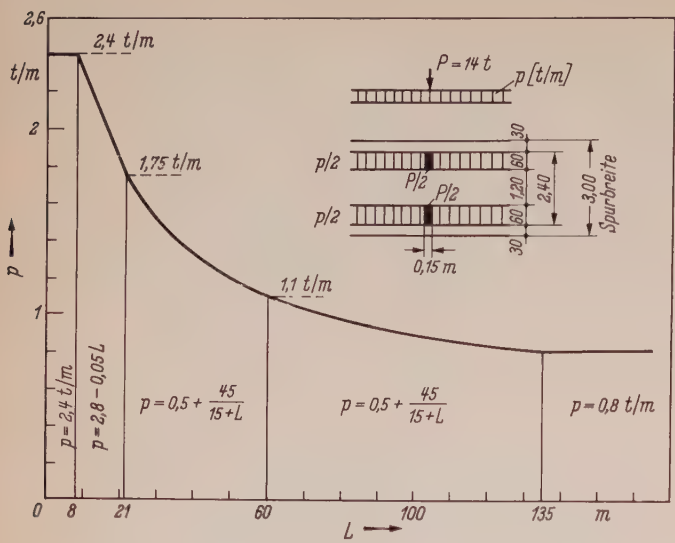


Bild 8. Spurbelastung in Abhängigkeit von der Belastungslänge

Die Tjörnbrücken sind für zweispurigen Verkehr ausgebaut. Die Fahrbahnbreite ergibt sich aus den Spurbreiten und Sicherheitsabständen zu $0,50 + 3,00 + 0,50 + 3,00 + 0,50 = 7,50$ m.

Alternativen zur Spurbelastung (Bild 9).

- 1. Zwei Achsdrücke $P = 14$ t ohne gleichmäßig verteilte Last; P mit dynamischem Zuschlag;
 $a =$ Abstand der Achsen in Brückenlängsrichtung.
- 2. Einzelne Raddrücke von 7 t beliebig aufgesetzt.

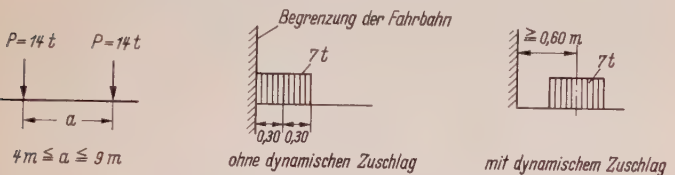


Bild 9. Alternativen zur Spurbelastung

b) Einzelne Lastengruppe von 100 t

Der Einfluß dieser Lastengruppe ist als Sonderfall zu betrachten und nur mit dem Einfluß der ständigen Lasten zu kombinieren (Bild 10).

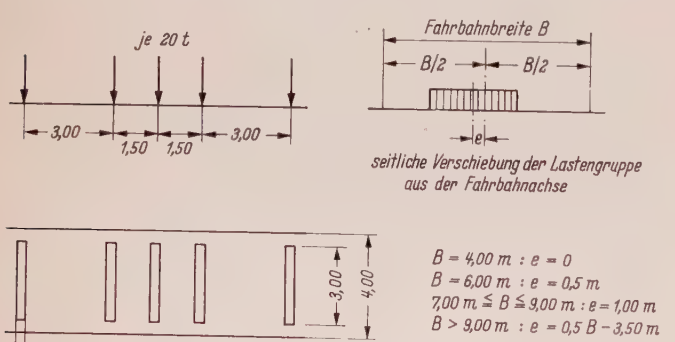


Bild 10. Anordnung der Sonderlastgruppe von 100 t

c) Verkehrslasten für Geh- und Radwege

Geh- oder Radwege, die in der gleichen Ebene wie die Fahrbahn liegen, sind mit den gleichen Lasten wie die Fahrbahn zu besetzen.

Geh- oder Radwege, die höher liegen als die Fahrbahn, sind mit einer gleichmäßig verteilten Verkehrslast von 400 kg/m^2 zu besetzen. Bei Berechnung der Hauptkonstruktion der Brücke darf die Verkehrslast bei Belastungslängen zwischen 30 und 60 m auf 300 kg/m^2 und bei Belastungslängen über 60 m auf 250 kg/m^2 herabgesetzt werden.

d) Seitenkraft

Es ist eine wandernde, einzelne waagerechte Seitenkraft von 2 t in Höhe der Oberfläche der Fahrbahn anzusetzen. Diese Seitenkraft ist als Sonderlast zu betrachten.

e) Bremskraft

Der Einfluß des Bremsens ist durch eine einzelne, quer über die Fahrbahnbreite verteilte waagerechte Kraft in der Längsrichtung an der Oberfläche der Fahrbahn zu erfassen.

Fahrbahnlänge $L \leq 20 \text{ m}$ $B = 7 \text{ t}$,
 $L \geq 30 \text{ m}$ $B = 12 \text{ t}$.

Die Bremskraft ist ebenfalls als Sonderlast anzusehen.

f) Windlasten

Der Winddruck auf normale Stahlbaukonstruktionen (Blechträger, Fachwerke) ist für

Geländehöhen $h < 6 \text{ m}$ mit 100 kg/m^2 ,
Geländehöhen $6 \leq h \leq 35 \text{ m}$ mit 125 kg/m^2 ,
Geländehöhen $h \geq 35 \text{ m}$ mit 150 kg/m^2

anzunehmen.

Dabei sind bei vollwandigen Hauptträgern die volle Fläche des vorderen und 0,75 der Fläche des hinteren Trägers als Staufläche einzusetzen.

Der vordere Hauptträger von Fachwerken ist mit der vollen Fläche, der hintere mit einem Anteil $\frac{a}{A} \cdot F_1$ zu berücksichtigen, wenn a die Fläche der Öffnungen, A die Umrißfläche und F_1 die Staufläche des vorderen Hauptträgers bedeuten.

Die Geländer sind bei der Ermittlung der Staufläche wie Fachwerkträger zu behandeln.

Für die zylindrischen Aufständungen wurde wie für das Rohrbogentandem eine Windbelastung von

$w_A = 0,7 \cdot 107 = 75 \text{ kg/m}^2$

je Stütze vorgeschrieben.

g) Temperatureinflüsse

Die Bogen und die Lagerverschiebungen der Fahrbahn waren nach den Bestimmungen für Stahlkonstruktionen mit einer gleichmäßigen Temperaturänderung von $\pm 40^\circ \text{C}$ gegenüber der mittleren Aufstellungstemperatur von $+8^\circ \text{C}$ zu berechnen.

Die Temperaturdifferenzen der Bögen untereinander wurde mit $\pm 20^\circ \text{C}$ berücksichtigt.

Die Temperatureinflüsse zählen ebenso wie die Windlasten zu den Sonderlasten.

h) Zulässige Spannungen für Baustahl und Verbindungsmitel (Tafel 3)

Tafel 3. Zulässige Spannungen für Baustahl und Verbindungsmittel in t/cm^2

Werkstoff	Regellasten (H)		Regel- und Sonderlasten (HZ)	
	σ	τ	σ	τ
St 37	1,40	0,80	1,65	0,95
St 52	2,05	1,20	2,40	1,40

$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2} \leq \sigma_{zul}$

Verbindungsmittel	Regellasten (H)			Regel- und Sonderlasten (HZ)		
	σ_l	τ_a	σ_s	σ_l	τ_a	σ_s
Niete 1245 (f. St 37)	2,50	1,05	0,40	3,00	1,25	0,50
Niete 1345 (f. St 52)	2,95	1,25	0,50	3,50	1,45	0,60
Bolzen 1325	2,30	1,05	1,00	2,75	1,25	1,20

Stöße und Anschlüsse

Gestoßener Querschnitt	Biegung mit Druck	Kein Lochabzug, wenn $\sigma_{zug} < 0,85 \sigma_{zul}$
	allgemein	Lochabzug im Zugbereich
Deckungsteile	entweder	Anschluß nach Fläche
	oder	Anschluß nach 1,10-facher Kraft, jedoch mind. 0,75-fache Flächendeckung

i) Zulässige Spannungen für geschweißte Konstruktionen

Bei Schweißverbindungen sind folgende Nachweise zu führen:

1. $\sigma_{s||} \leq \sigma_t$

2. $\sigma_{s\perp} \leq \alpha \cdot \sigma_t$

3. $\tau_s \leq 0,6 \sigma_t$

4. $\sigma_v = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{s\perp}}{\alpha}\right)^2 + \sigma_{s||}^2} - \frac{\sigma_{s\perp}}{\alpha} \sigma_{s||} + 3 \tau_s^2 \leq \sigma_t$
- Dabei bedeuten:
- σ_t = Zulässige Spannungen für den Werkstoff;

σ_s = Spannung in der Schweißnaht;

$\sigma_{s||}$ = Spannung in Richtung der Schweißnaht;

$\sigma_{s\perp}$ = Spannung senkrecht zur Schweißnaht;

τ_s = Schubspannung in der Schweißnaht;

α = Reduktionsfaktor: abhängig von der Nahtform, der Beanspruchung und der Schweißfolge (Tafel 4);

β = Winkel zwischen Naht und Kraftrichtung.

Tafel 4. α -Werte

Schweißnaht	Zug	Druck
Stumpfnah mit gegengeschweißter Wurzel	0,9*	1,0
* Es ist auch bei Zugbeanspruchung $\alpha = 1,0$ einzusetzen für		
1. einen gezogenen Stumpfstoß, der unter 45° gegen die Kraftrichtung geneigt ist ($\beta = 45^\circ$);		
2. Stumpfstöße von Vollwandträger-Lamellen, die erst an den Steg geschweißt werden, wenn die Stumpfnah mit gegengeschweißter Wurzel ausgeführt ist ($\beta = 90^\circ$)		
TK-Naht	0,7	0,9
Kehlnaht	0,5	0,6

Die Zusammenstellung zeigt, daß die zulässigen Normal- und Schubspannungen bei gemieteten Konstruktionen etwa den zulässigen Spannungen nach DIN 1073, Ausgabe 1941, und bei geschweißten Brücken den zulässigen Spannungen nach DIN 4101, Ausgabe 1937, entsprechen. Bei zusammengesetzter Beanspruchung wird nach den schwedischen Vorschriften stets der Vergleichsspannungsnachweis maßgebend, weil die zulässige Vergleichsspannung der zulässigen Normalspannung entspricht, während bei deutschen Brücken im allgemeinen 75 % der Fließgrenze nach BE 1955 erreicht werden darf. Mit den BE wird hier verglichen, weil DIN 1073 diesen Nachweis nicht enthält. Auch bei geschweißten Konstruktionen führt der geforderte Vergleichsspannungsnachweis zu dickeren Blechen und Schweißnähten als der Hauptspannungsnachweis der DIN 4101.

Zum Vergleich sind diese Vorschriften für den einachsigen Spannungszustand (z. B. für einen Blechträger) in einem Diagramm dargestellt. Es zeigt die maßgebenden Bereiche der geforderten Spannungsnachweise

$$\sigma \leq \text{zul } \sigma; \quad \tau \leq \text{zul } \tau \quad \text{und} \quad \sigma_v \leq \text{zul } \sigma_v \quad \text{oder} \quad \sigma_h \leq \text{zul } \sigma_h$$

für St 37 und St 52 und läßt erkennen, daß die deutschen Vorschriften mehr auf stahlsparende Vollwandkonstruktionen ausgerichtet sind (Bild 11).

j) Nachweis der Beulsicherheit

Die Beulsicherheit der Stegbleche vollwandiger Träger sollte nach DIN 4114 ermittelt werden. Wenn die nach DIN 4114 berechnete Vergleichsspannung σ_{vki} die Proportionalitätsgrenze überschreitet, ist entsprechend den „Provisorischen Vorschriften“ eine Vergleichsschlantheit $\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{vki}}}$ zu berechnen und mit dieser Schlantheit die Beulspannung aus den Knickkurven der „Provisorischen Vorschriften“ (1955) zu entnehmen (Bild 12). Mit dieser Spannung σ_B ergibt sich die vorhandene Beulsicherheit

$$\nu_B = \frac{\sigma_B}{\sqrt{\sigma_t^2 + 3 \tau^2}}$$

Als Beulsicherheiten werden

$$\nu_B = 1,5 \text{ für Regellasten,}$$
$$\nu_B = 1,3 \text{ für Regel- und Sonderlasten}$$

gefordert.

k) Bei der Berechnung der als Verbundträger ausgeführten Querträger der Fahrbahn sind nach den „Provisorischen Vorschriften 1955“ die Verhältnisse der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton nach der Dauer der Belastung variiert.

Es sind die Werte

$$\frac{E_{st}}{E_B} = n = 20 \text{ für die Einwirkung der ständigen Lasten und das Schwinden;}$$
$$n = 15 \text{ für eine Lasteinwirkung von längerer Dauer (z. B. Temperatureinflüsse);}$$
$$n = 10 \text{ für eine Lasteinwirkung von kürzerer Dauer (Verkehrslasten)}$$

anzunehmen.

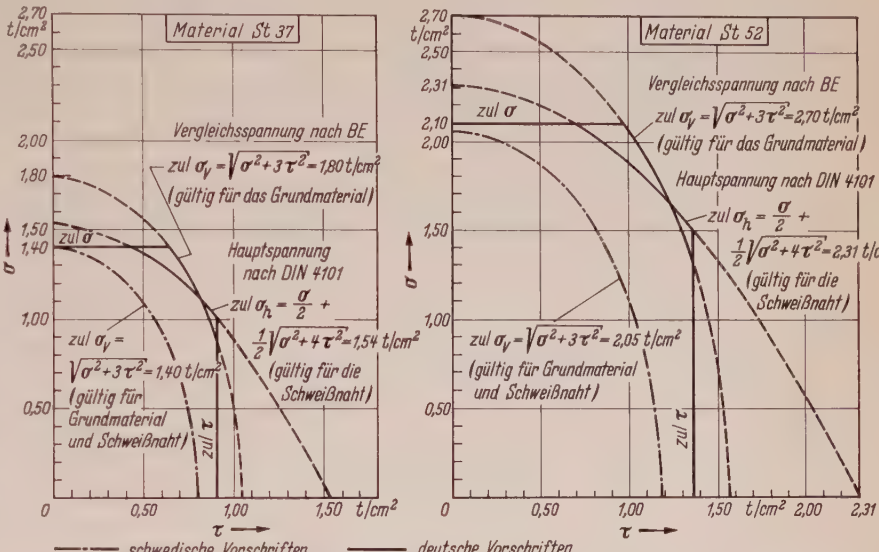


Bild 11. Vergleich der zulässigen Spannungen nach schwedischen und deutschen Vorschriften

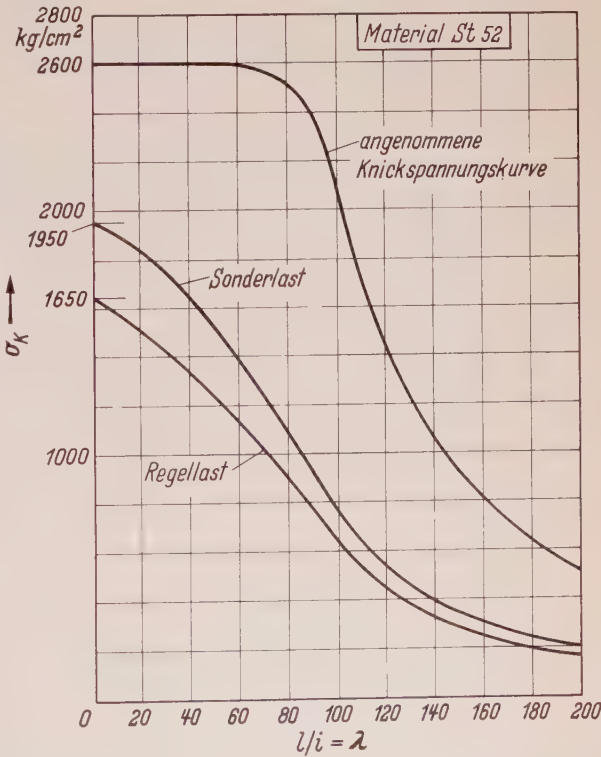


Bild 12. Knickspannungskurven der schwedischen Vorschriften

Nach den Konstruktionsnormen I sind Schwinden und Temperaturänderungen mit einem

Endschwindmaß $\varepsilon_s = 18 \cdot 10^{-5}$ und einem

Temperaturdehnungsgefälle zwischen Beton und Stahl von der Größe $\varepsilon_{\Delta t} = 12 \cdot 10^{-5}$

zu berücksichtigen.

Die zulässigen Biegespannungen für Beton der Güte K 400 betragen

$$\sigma_B = 125 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck),}$$

$$\sigma_{BZ} = 34 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug).}$$

Bei der Druckübertragung von einem kleineren Querschnitt F_1 auf einen größeren Querschnitt F darf die Pressung — sofern die mit Rücksicht auf auftretende primäre und sekundäre Zug- und Schubspannungen erforderliche Bewehrung eingelegt wird — die Größe

$$\sigma = 0,7 \cdot \sigma_B \sqrt{\frac{F}{F_1}}$$

jedoch höchstens den Wert $1,5 \cdot \sigma_B$ erreichen.

Die Schubbeanspruchung ohne Schubeinlagen muß unter $\tau_o = 8,5 \text{ kg/cm}^2$ (Beton K 400) liegen. Überschreitet sie diesen Wert, so sind die schrägen Hauptzugspannungen ganz von der Bewehrung aufzunehmen, wobei jeder Querschnitt so bemessen sein muß, daß die Schubspannung ohne Rücksicht auf die Bewehrung höchstens $\tau_e = 19 \text{ kg/cm}^2$ erreicht.

Die aus Biege- und Verdrehbeanspruchungen resultierenden Schubspannungen dürfen zusammen das 1,25-fache der Werte von τ_o oder τ_e betragen.

3.4 Die Konstruktion des Bogens

Der Bogen mit einer Spannweite von 278 m und einer Pfeilhöhe von 40,524 m — bezogen auf die Bogenmittellinie — ist ein polygonal geführtes Rohr von 3.800 mm Außendurchmesser und Wanddicken von 14 bis 22 mm. Die Knicke liegen in der Projektion im Abstand von 4,05 m.

Die Systemlinie des Bogens stimmt nicht mit der Stützlinie für ständige Lasten (Eigengewicht und planmäßige Stützenbewegungen am Kämpfer) überein. Die Sondervorschrift des Beulnachweises mit den höheren Sicherheiten bedingte eine Änderung der Blechdicke und damit der Querschnitte, die in der Bogenform nicht berücksichtigt wurden. Ursprünglich bestand der Rohrquerschnitt aus der Zylinderhaut und verschiedenen dicken Lamellen, die nach den maximalen Spannungen am oberen und unteren Rand abgestuft waren. Dabei lag der Schwerpunkt nicht in der Rohrachse. Die planmäßigen Stützenbewegungen konnten so gewählt werden, daß die Zusatzspannungen aus der Abweichung zwischen Systemlinie und Stützlinie gering blieben.

Das Rohr ist mit allen Aussteifungen zu transportfähigen Schüssen von maximal 9,10 m geschweißt. Seine Montagestöße, die in einem geraden Rohrabchnitt liegen, sind genietet. Sie liegen etwa in den Viertelpunkten zwischen den Aufständungen. Jeder Bogenschuß setzt sich aus vier Teilschalen zusammen, die einzeln aus ebenen Blechen fertig zugeschnitten, rund gewalzt (Bild 13), längs geschweißt und durch Stumpfstoße verbunden werden. Diese Stumpfstoße wurden automatisch nach dem Elliraverfahren hergestellt, wie die Kantenbearbeitung erkennen läßt.

In jedem Bogenschuß liegen zwei Knicke. Hier ist das Rohr durch Spannen gegen „Abtriebskräfte“ ausgesteift. Die Segmente der Aussteifungsringe werden aus Blechen zugeschnitten. Ihre äußere und innere Leibung hat gleiche Krümmung. Dadurch wird die Anzahl der Brennschnitte und der Verschnitt auf ein Minimum begrenzt. Eine teleskopförmige Rohrsteife fixiert den Durchmesser des Bogenrohrs. Vom Zusammenbau her ist die Stoßteilung der Spannen zu erklären (Bild 14).

Die Versteifungsringe an den Querscheiben sind ähnlich konstruiert. Sie liegen jeweils zwischen den Fahrbahnstützen im Abstand von 16,20 m.

Unter den Aufständungen liegen elliptische Schotte (Bild 15), die das Rohr unter dem Neigungswinkel des Bogens schneiden, der sich unter der Wirkung der ständigen Lasten einstellt. Die Aussteifungsringe haben konstante Höhe und werden wie bei den anderen Spannen durch ein teleskopförmiges Rohr abgefangen, das wesentlich zur Verteilung der Stützkraft beiträgt (Bild 16). Alle Stöße der Spannen liegen in Zonen geringer statischer Beanspruchung. Die

Konstruktion ermöglicht beim Zusammenbau die genaue Regulierung der Sollform. Zum Scheitel hin liegen diese Querversteifungen mit Rücksicht auf den geringeren Abstand der Fahrbahnlager enger. Kondenswasser zieht durch Schlitze im unteren Knotenblech zum Kämpfer hin ab.

Das Rohr ist zugänglich und mit einem Laufsteg, der zum Bogenende in eine Treppe übergeht, ausgestattet. Es ist auf längsdurchlaufenden Winkeln, die zum tragenden Querschnitt gehören, angeschraubt.

Am oberen Rand versteifen zwei Winkel, $150 \times 100 \times 10$, das Rohr gegen exzentrische Belastungen, die an den Aufständungen aus den Bogen deformierungen und der Schrägstellung der Stützen entstehen. Zur Aufhängung der Montagestücke sind hier zusätzlich Anschläge und Verstärkungen angeschweißt, die in die Knotenbleche der Versteifungsringe einbinden.

Der Windverband zwischen den Rohren ist als K-Fachwerk mit zum Scheitel gerichteter Spitze ausgebildet. Seine Systemhöhe entspricht dem lichten Abstand der Bogenrohre von $8,70 - 3,80 = 4,90 \text{ m}$. In der Projektion mißt ein Verbandsfeld $4,05 \text{ m}$. Die Fachwerkstäbe sind genietete, gekreuzte Winkel, deren Systemlinie auf die Rohrmantellinie läuft. Eine Längssteife leitet hier die Schubkräfte aus dem Verband in das Bogenrohr. Der enge Bindeblechabstand wird nach den schwedischen Vorschriften gefordert (Bild 17).

Querscheiben sind im Abstand von 16,20 m, in der Projektion gemessen, radial zum Bogen angeordnet. Ihre Gurte laufen tangential an das Rohr und sind über Keilstücke durch Flankenkehlnähte angeschlossen. Die Gurte dienen hauptsächlich zur Stabilisierung der Stegscheibe. Der Bogenform angepaßt ist die Querscheibe zwischen den genieteten Baustellenstößen parabolisch ausgerundet. Ihre Längssteifen bilden keine Wasserrinne (Bild 18, 19).

Durch den Windverband und die Querscheiben werden die Verformungen der beiden Rohre gegenseitig abhängig. Windlasten, exzentrische Verkehrslasten, unterschiedliche Temperaturen in den Rohren sowie die Bogenverformungen beeinflussen die Bemessung dieser Bauteile.

Eine besondere konstruktive Aufgabe stellt die Einspannung der Bogenrohre. Die herkömmliche Lösung mit besonderen Lagerkörpern, die das Einspannmoment in ein äquivalentes Kräftepaar umsetzt, erfordert schon beim Kasten erheblichen Stahlaufwand zur Verteilung der Einzeldrucke sowohl im Bogen als auch im Betonwiderlager. Es wird noch größer, wenn der Bogen gegen Zugkräfte verankert werden muß.

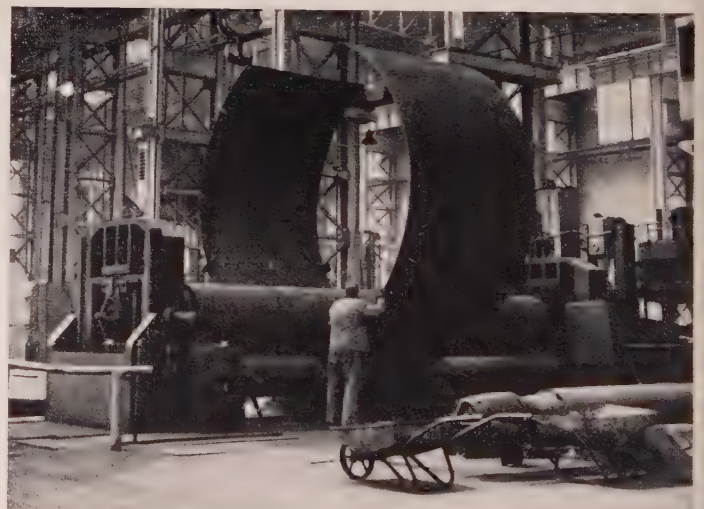


Bild 13. Aus ebenen Blechen werden die Rohre gewalzt

Bei der Bogenbrücke über den Askeröfjorden betragen die maximalen Zugspannungen etwa $1/3$ der Randdruckspannung. Schon aus diesem Grunde ist ein möglichst stetiger Übergang vom Stahlbogen zum Betonwiderlager erstrebenswert (Bild 20). Das Stahlrohr ist mit einem eingeschweißten Lagerring direkt gegen das Widerlager vorgespannt. Der Lagerring ist durch kurze Rohre innen und außen abgestützt, die mit radial liegenden Steifen aus Flacheisen und Winkeln, $100 \times 100 \times 10$, mit dem Bogenrohr verschweißt sind (Bild 21). Die Hohlkehle des Winkels dient als Führung für 76 Rundstäbe SIGMA St 80/105 $\phi 26$ (Dywidag-Spannstähle), mit



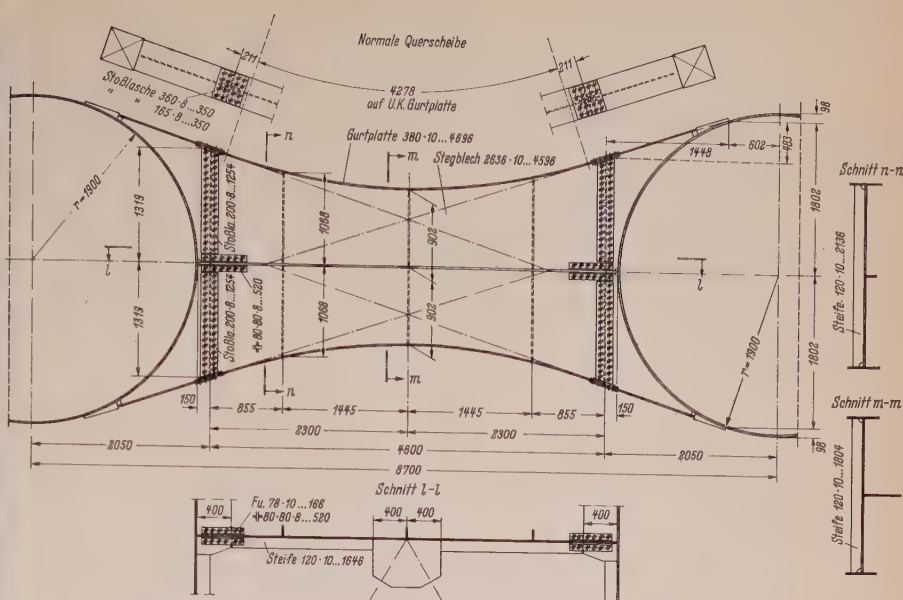
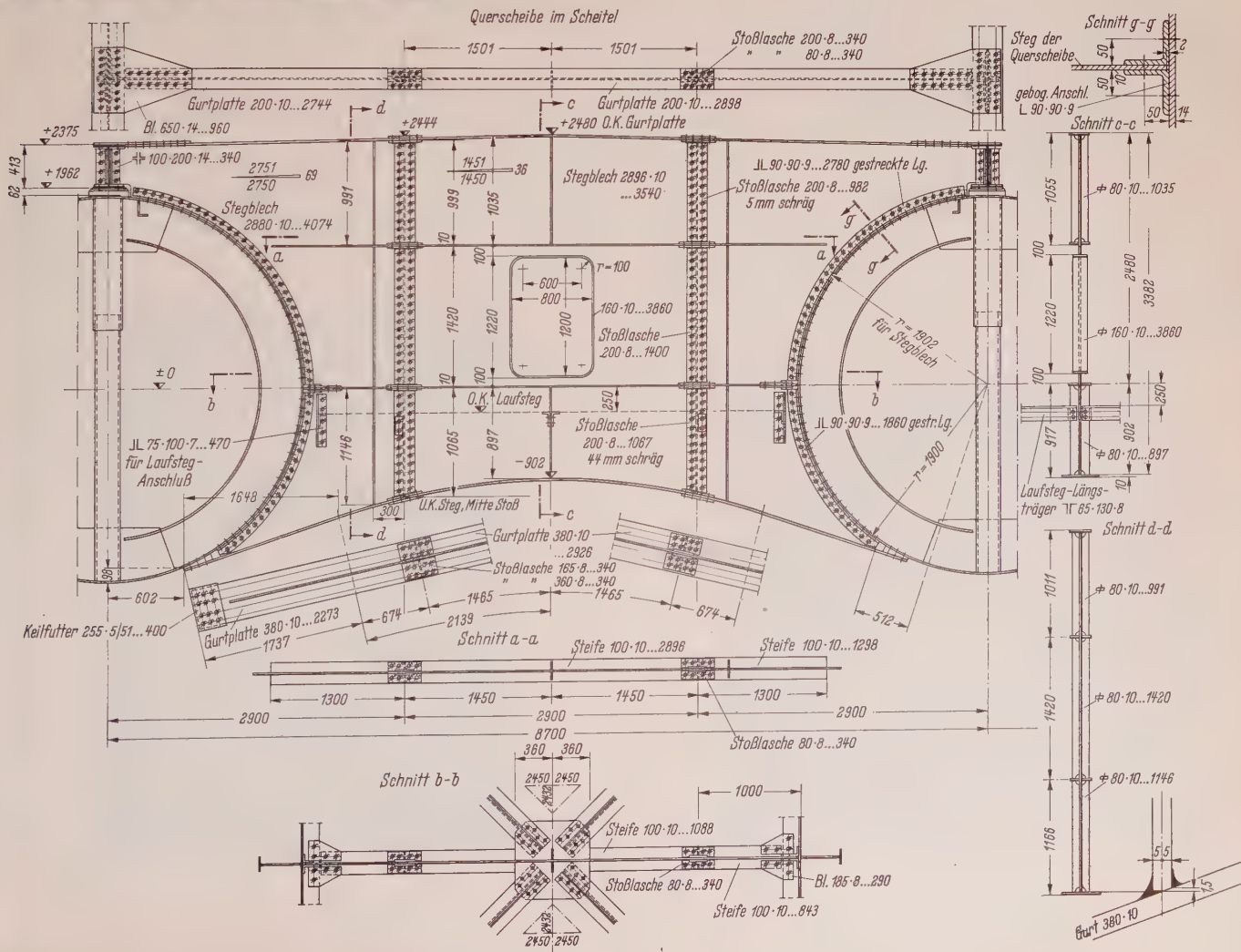


Bild 19 (unten). Querscheibe im Bogenscheitel



180 mm dicke tragende Betonplatte ist mit einer 30 mm dicken Beton-Verschleißschicht und einer Asphaltdecke von 50 mm abgedeckt. Zwischen Betonplatte und Verschleißschicht liegt eine 10 mm dicke Isolierung.

Die Platte ist mit Vouten auf die Querträger aufgestellt und auf einer Länge von 7560 mm schubfest mit ihnen verbunden

Zwei Längsträger mit 8,70 m Achsabstand sind durch enggestellte Querträger und den Windverband miteinander verbunden. Längs- und Querträger wurden als vollwandige Blechträger geschweißt. Das Längsträgersystem ist in drei Abschnitte —

einen Durchlaufträger über acht Öffnungen zwischen dem Betonpylon auf Seite Almön bei km 8/240,82 und dem Lagerpunkt S 4 auf dem Hauptträgerbogen, einen Durchlaufträger über sechs Öffnungen im Scheitelbereich zwischen S 4 und S 4' und einen dritten Durchlaufbalken über acht Öffnungen zwischen S 4' und dem Betonpylon auf Seite Källön (km 8/529,18) — gegliedert.

Es ergibt sich eine Gesamtlänge von 287,36 m zwischen den Auflagerpunkten auf den beiden Betonpylonen an den Brückenden.

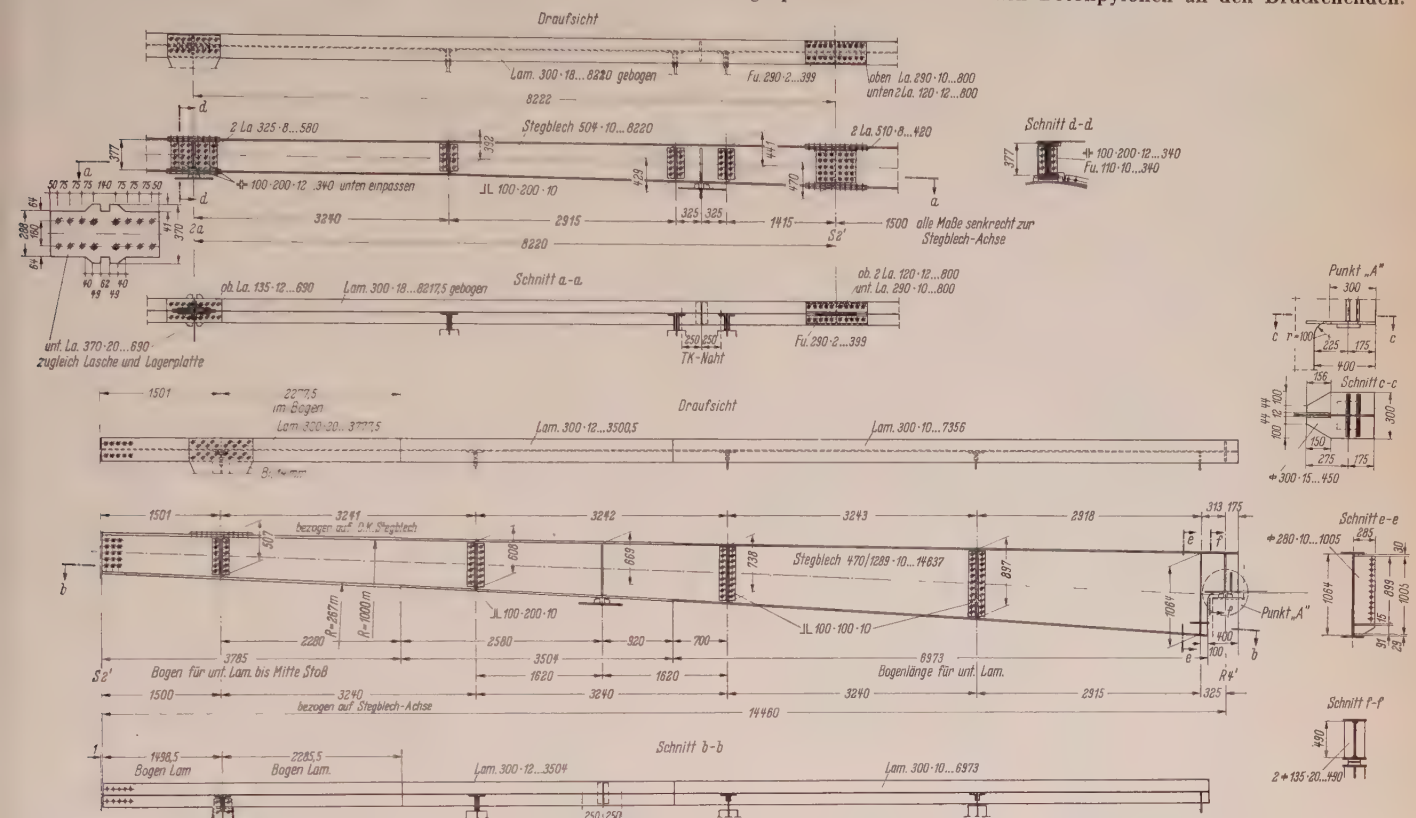


Bild 23. Fahrbahnlängsträger, Punkt 0 bis 4

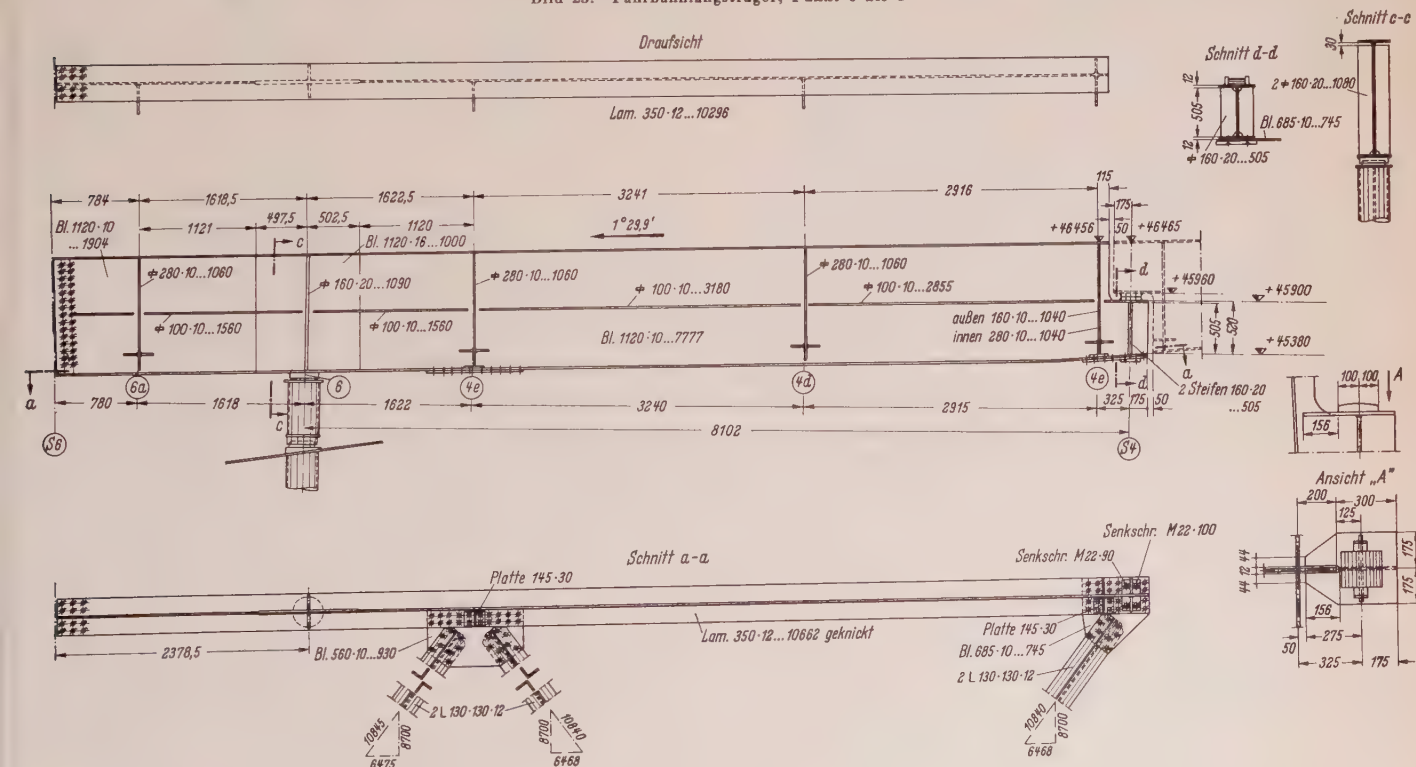


Bild 24. Fahrbahnlängsträger, Punkt 4 bis 6

kante wurde im Bereich von Punkt 10 a bis 14 a durch Erhöhung der Vouten bei konstanter Querträgerhöhe und Punkt 14 b bis 20 a durch Änderung der Querträgerhöhen bei konstanter Voutenhöhe erreicht.

Der Knick bei Punkt 14 c verhindert die Auflagerung des Längsträgers B auf die Aufständerungen an den Punkten 16 und 18. An diesen Stellen wurden daher zusätzliche Querträger eingebaut, die den Längsträger abfangen.

Zur Aufnahme der Windkräfte ist zwischen den beiden Längsträgern ein Verband eingezogen, der als doppeltes Strebenfachwerk mit sich kreuzenden Diagonalen ausgeführt ist und in der Ebene der unteren Längsträgerlamellen liegt. Die einzelnen Stäbe bestehen aus zwei gekreuzten Winkeln und sind an die unter den Längsträgerlamellen angenieteten Knotenbleche angeschlossen. Um ein Durchhängen des Verbandes zu verhindern, wurden die Kreuzungspunkte der Diagonalstäbe an den Querträgern aufgehängt.

Die Stützen der Fahrbahn an den Punkten 6, 8, 10, 12, 14, 16 und 18 sind freistehende Pendelstützen (Bild 26). Als Querschnitt wurde das in bezug auf Knickstabilität und Windwiderstand günstige Rohr gewählt, dessen kleinster Außendurchmesser an den Stützen 6 und 8 318 mm beträgt, während das Rohr der Stütze 18 mit 750 mm den größten Durchmesser hat. Sämtliche Rohre besitzen eine Wanddicke von 10 oder 11 mm und sind, mit Ausnahme der nahtlosen Rohre von 318 mm Durchmesser, in Längsrichtung verschweißt. Die bei den längeren Stützen zusätzlich erforderlichen Querstöße wurden als Stumpfstöße mit von innen vorgeschweißtem Ring ausgeführt.

Zur Einleitung der Auflagerkräfte sind an den geschlitzten Rohrenden Rippenkreuze eingeschweißt und die Rohre selbst mit Kopf- und Fußplatten abgeschlossen. Ein in Verlängerung der Stützenachse auf die Wandung des Hauptträgerrohres geschweißter Rohrstutzen trägt das untere Lagerteil, während das Lageroberteil an die Fußplatte der Stütze geschweißt wurde. Der relativ kleine Auflagerstutzen ist mit einem Rohr verkleidet, dessen Durchmesser

mit dem der Stütze übereinstimmt. Die in Bild 26 eingezeichneten Verankerungsschrauben waren nur zum Aufstellen der Stützen erforderlich und wurden nach Montage der Fahrbahn wieder entfernt.

Die Auflager für die Fahrbahn im Scheitelbereich sind wegen der kleinen Bewegungen Gleitlager mit Linienberührung aus St 52. Bei den festen Lagern an den Punkten 0 und R 4 wird die Beweglichkeit durch Knaggen am Lageroberteil verhindert. Das Lageroberteil ist an die Längsträgerlamelle geschraubt, das Lagerunterteil auf das Hauptträgerrohr geschweißt. Die Lager der Pendelstützen sind einfache Punktkipplager. Auf den Betonpylonen an den Brückenden ruhen die Längsträger auf beweglichen Lagern mit einer Rolle aus Schmiedestahl C 35.

Zur Besichtigung und Unterhaltung der Fahrbahnkonstruktion von Punkt 4 e oder 4 e' bis zu den Brückenden sind Besichtigungswagen vorhanden, die auf Schienen unterhalb des Windverbandes der Fahrbahn fahren. Die Schienen sind auf besondere Träger geschweißt, die an jedem Querträger biegesteif angehängt sind. Die Spurweite des Besichtigungswagens beträgt 6900 mm. Die Besichtigung der äußeren Längsträgerstegwände wird durch einen Verschiebewagen ermöglicht.

Im Scheitelbereich ist die Stahlkonstruktion der Fahrbahn von dem auf dem Windverband zwischen den Hauptträgerrohren verlegten Besichtigungsteg aus zugänglich. (Fortsetzung folgt)

Schrifttum

- [1] Lindenberger, H.: Eine Rohrbogenbrücke wird montiert. VDI-Nachrichten 13 (1959) Nr. 14.
- [2] Lindenberger, H.: Bericht über Druckversuche an Kreiszyllindern. — Fortschritte im Stahlbrückenbau —. Stahlbauverlag GmbH, Köln 1958.
- [3] Barth, R.: Windkanalmessungen über den Luftwiderstand eines Zylindertandems als Brückenträger. Stahlbau 29 (1960), H. 6, S. 186.
- [4] Harris, L. A., Suer, H. S., Skene, W. T., und Benjamin, R. J.: The Stability of Thin-Walled Unstiffened Circular Cylinders under Axial Compression including the Effects of Internal Pressure. Journal of the Aeronautical Sciences, August 1957.

Belastungsprobe der Severinsbrücke Köln

Von Dr.-Ing. H. Dotzauer und Dipl.-Ing. H. Heß, Oberhausen-Sterkrade

DK 624.014.2 : 624.27.058

1. Zweck der Belastungsprobe

Bei Straßenbrücken großer Spannweite dienen Belastungsproben im allgemeinen nur dem Zweck, auf Grund von Verformungs- und Dehnungsmessungen die Richtigkeit der bei der statischen Berechnung getroffenen Annahmen zu überprüfen. Auch bei der im November 1959 vorgenommenen Belastungsprobe der Severinsbrücke sollten nur Meßergebnisse gewonnen und mit denen der statischen Berechnung verglichen werden. Um auch die Tragfähigkeit und Stabilität der 691 m langen Brücke zu untersuchen, hätte es eines viel zu großen und kostspieligen Aufwandes an schweren Fahrzeugen bedurft, da der statischen Berechnung eine Gleichstreckenlast von 5,08 t/m je Hauptträger und darüber hinaus noch Überlasten durch die Straßenbahn und das 60 t - Fahrzeug zugrunde gelegt wurden [1].

Grundsätzlich hätte die statische Berechnung auch mit Hilfe eines statischen Modells überprüft werden können. Dieses liefert jedoch nur dann für den Vergleich mit der statischen Berechnung geeignete Werte, wenn es in allen Teilen geometrisch ähnlich ausgebildet wird. Wenn man aber, wie dies aus wirtschaftlichen und modelltechnischen Gründen üblicherweise geschieht, an Stelle des Kastenquerschnittes mit verbreitertem Deckblech einen Vollquerschnitt wählt und auf die räumliche Ausbildung verzichtet, ist bezüglich des Einflusses der Normalspannungen und der Torsionssteifigkeit die Modellähnlichkeit nicht mehr gegeben. Ein exakter Vergleich der Ergebnisse einer Modelluntersuchung mit denen der statischen Berechnung hätte also im vorliegenden Falle nur nach Aufstellung einer aufwendigen Zusatzberechnung geführt werden können.

So ergab sich z. B. bei einem in der Forschungsanstalt der GHH für eine Schrägseilbrücke durchgeführten Modellversuch, bei dem mit den heutigen Meßmitteln eine Genauigkeit von 2 % erreicht wurde, daß der Einfluß der zu geringen Stauchung des Versteifungsträgers infolge des gewählten Vollquerschnittes auf die Kabelkräfte und Durchbiegungen bis zu 5 % der jeweiligen maximalen Einflußordinate betrug.

Aus diesem Grunde und auf Grund der bei Schrägseilbrücken gesammelten Erfahrungen lag es nahe, sich bei dem vorliegenden 11fach statisch unbestimmten System auf die Prüfung der Schnittgrößen und Durchbiegungen durch Vergleich mit den bei der Belastungsprobe erhaltenen Meßergebnissen zu beschränken.

2. Meßmethoden und Meßgenauigkeit

Bei den von der Forschungsanstalt der GHH durchgeführten Untersuchungen wurden folgende Meßgeräte eingesetzt:

a) induktive Dehnungsaufnehmer D 1 mit Verlängerungen D 11 zur Erweiterung der Meßlänge von 25 mm auf 200 mm der Firma Hottinger — Meßtechnik GmbH., Darmstadt, in Verbindung mit Trägerfrequenz-Meßverstärkern KWS II/5 der gleichen Firma und einem tragbaren Siemens Dreischleifenoszillographen zur Aufnahme der Einflußlinien von konzentrierten wandernden Lastgruppen.

b) zwei Setzdehnungsmesser Bauart Pfender der Firma Mohr & Federhaff AG., Mannheim, mit einer Meßlänge von 100 mm und

c) Impa-Dehnungsmeißstreifen 20/600 FA 1, Meßlänge 20 mm, der Firma Hottinger-Meßtechnik in Verbindung mit einer statischen Dehnungsmeißbrücke zur Ermittlung der Dehnungen infolge ruhender Last.

Mit der unter a) genannten Meßeinrichtung erhält man in der höchsten Verstärkungsstufe am KWS - Anzeigergerät Vollausschlag, wenn die Spannung 0,015 t/cm² beträgt. Im Falle sorgfältiger Montage und vorheriger Eichung im Laboratorium läßt sich eine Meßgenauigkeit von ± 2 bis ± 3 %, höchstens jedoch von $\pm 0,002$ t/cm², bedingt durch Hystereseerscheinungen infolge der Spannbügel, erreichen. Die Meßeinrichtung ist also außerordentlich empfindlich, und man kommt daher bei der Aufnahme von Einflußlinien der Dehnungen von Straßenbrücken mit verhältnismäßig geringen Lasten aus.

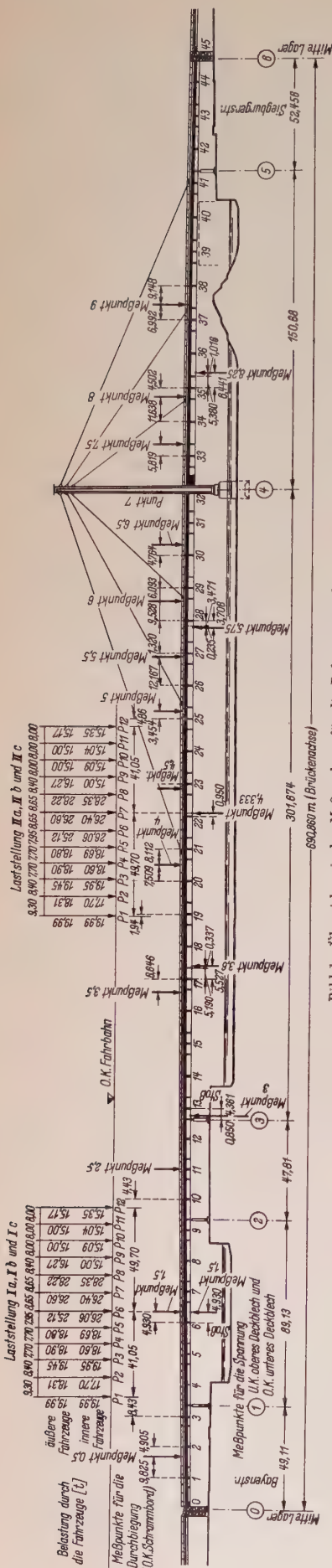


Bild 1. Übersicht mit den Meßpunkten für die Belastungsprobe

Wird die Geschwindigkeit, mit der sich die Fahrzeuge über die Brücke bewegen, kleiner als 5 km/h gewählt, so kann mit hinreichender Genauigkeit angenommen werden, daß die registrierten Dehnungen den statischen entsprechen. Diese „dynamische“ Untersuchungsmethode, die sich anlässlich der Belastungsprobe der Fachwerkstraßenbrücke bei Wesel gut bewährt hat [2], hat den Vorteil, daß sie auch bei Sonnenlicht oder bei schwankenden Temperaturen angewendet werden kann, da die meßtechnischen Schwierigkeiten, die unter diesen Witterungsbedingungen auftreten und sich in einer Nullpunktswanderung äußern, entfallen. Außerdem wird durch die dynamische Meßmethode viel Zeit gespart und gleichzeitig ein vollständiges Bild über den Dehnungsverlauf bei wandernder Last und den Einfluß örtlicher Lastableitung erhalten. Es wurden drei Meßverstärker und ein Dreischleifensoszillograph eingesetzt und die Dehnungen von jeweils drei Meßstellen gleichzeitig registriert.

Bei den unter b) und c) genannten Meßeinrichtungen zur Ermittlung der Dehnungen unter ruhender Last ist die Meßgenauigkeit geringer. Sie beträgt beim Setzdehnungsmesser etwa 0,02 bis

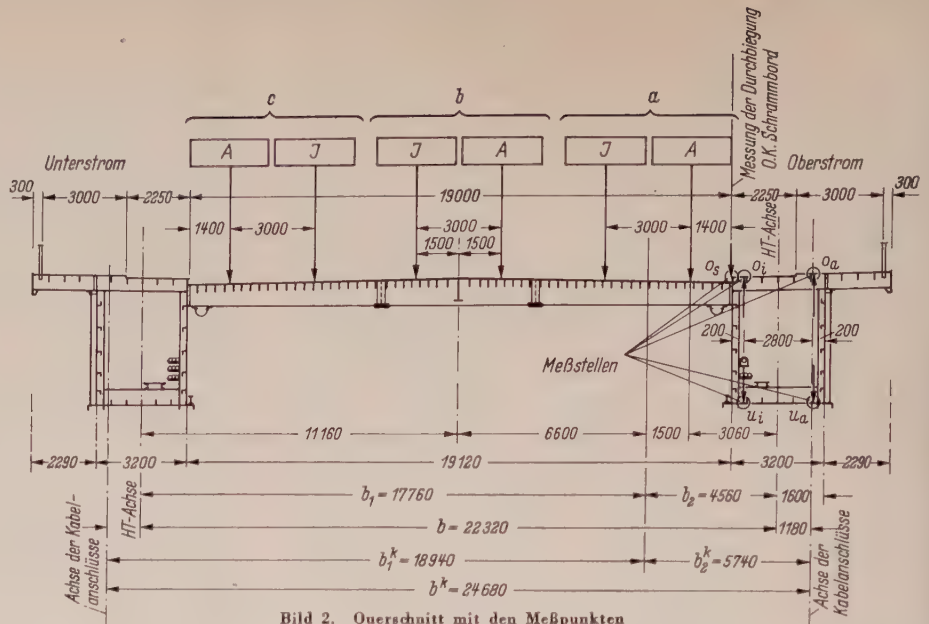


Bild 2. Querschnitt mit den Meßpunkten

0,03 t/cm². Bei den Dehnungsmessstreifen, die zur Kontrolle der Meßergebnisse mit den Setzdehnungsmessern in einem Hauptträgerquerschnitt angebracht wurden, ist sie wesentlich größer. Im vorliegenden Falle arbeiteten jedoch die im Innern des Kastens am Obergurt angeordneten Meßstreifen nicht sauber, da während des Klebens der Feuchtigkeitgehalt der Luft zu groß und eine Trocknung mit Infrarotstrahlern aus zeitlichen Gründen nicht möglich war.

Die Durchbiegungen wurden seitens des Liegenschaftsamtes der Stadt Köln durch Nivellement ermittelt. Die Genauigkeit dürfte in der Größenordnung von ± 2 mm liegen.

3. Anordnung der Meßstellen

Da für die Belastungsprobe nur eine Nacht zur Verfügung stand, mußte die Dehnungsmessung auf den oberstromigen Hauptträgern beschränkt und die Querverteilung der Lasten auf die beiden Hauptträger aus den Ergebnissen bei ober- und unterstromseitiger Belastung ermittelt werden.

Gemessen wurden nur die Längsdehnungen, und zwar am Schrammbord und im Innern des Kastens (Bild 1 und 2)

a) mit Induktivgebern an den Punkten 1,5 und 4,333 (Feld 6—7 und 22—23) unter wandernder Belastung,

b) mit Setzdehnungsmessern an den Punkten

1,5	(Feld 6 — 7)
3	(Feld 12 — 13)
3,6	(Feld 17 — 18)
4,333	(Feld 22 — 23)
5,75	(Feld 27 — 28)
8,25	(Feld 35 — 36)

und an der Anschlußlasche der Querscheibe 6/7 bei ruhender Last.

c) mit Dehnungsmessstreifen am Punkt 4,333 (Feld 22 — 23) bei ruhender Last (nur innerhalb des Kastens).

Die Durchbiegungen wurden lediglich an den Innenkanten beider Hauptträger ermittelt, und zwar für die Laststellungen Ia und Ib an den statischen Punkten 0,5 1,5 und 2,5 und für die Laststellungen IIa und IIc außerdem an den Punkten 3,5, 4, 4,5, 5, 5,5, 6 und 6,5. Die Lage der einzelnen Punkte geht aus dem Bild 1 hervor.

4. Anordnung der Fahrzeuge

4.1 Bei wandernder Belastung

Für die dynamische Untersuchung standen sechs Muldenkipper mit je 7,65 m Länge und 25 bis 28 t Gesamtgewicht zur Verfügung (vgl. Bild 7). Es handelte sich hierbei um den gleichen gedungenen Typ von Fahrzeugen, der auch bei der Belastungsprobe der Kölner Mülheimer Hängebrücke verwendet wurde [3]. Jedes Fahrzeug wurde gewogen und erhielt eine Schwerpunktsmarkierung. Zur Einhaltung der vorgeschriebenen Spur und des Abstandes der nebeneinander fahrenden Wagen wurden die Stoßstangen mit Spurlatten versehen. Bei Anordnung gemäß der Bilder 2 und 7 setzten die Fahr-

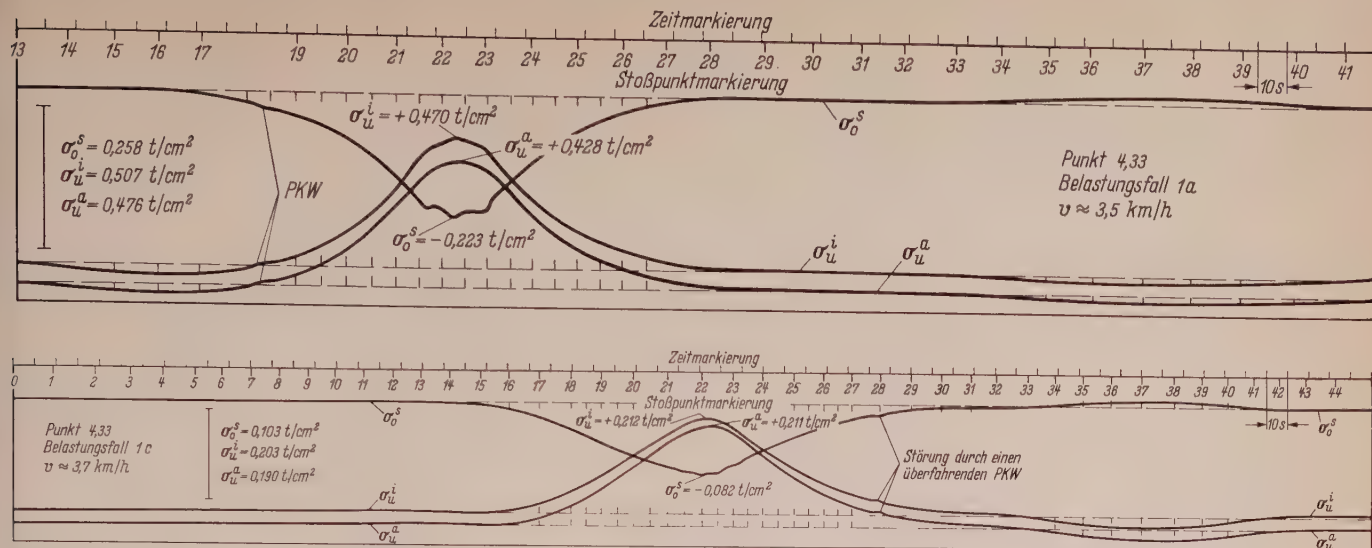


Bild 3 und 4. Oszillogramme der Dehnungen oder Spannungen im Punkt 4,33 des oberstromigen Hauptträgers während der Überfahrt der 6 Muldenkipper am oberstromigen Schrammbord (Belastungsfall 1a) und am unterstromigen Schrammbord (Belastungsfall 1c)

zeuge unter der Annahme der Verteilung nach dem Hebelgesetz, vgl. [1], beim Lastfall 1a mit $b_1/b = 0,796$ folgende Lasten am oberstromigen Hauptträger ab:

$$P_1 = 51,18 \text{ (} b_1/b = 40,74 \text{ t,}$$

$$P_2 = 53,00 \text{ (} b_1/b = 42,19 \text{ t,}$$

$$P_3 = 56,67 \text{ (} b_1/b = 45,03 \text{ t.}$$

Für die Lastfälle 1b und 1c ergeben sich die zugehörigen Lasten, die in die Hauptträger eingeleitet wurden, durch Multiplikation der oben angegebenen Lasten mit $(b/2)/b_1 = 0,628$ und $b_2/b_1 = 0,257$.

Außer den Dehnungen am Punkt 4,333 bei den Lastfällen 1a, 1b und 1c und am Punkt 1,5 bei den Lastfällen 1a und 1c wurden auch noch die Dehnungen bei zwei Bremsversuchen aufgenommen, bei denen drei Fahrzeuge nebeneinander angeordnet wurden.

In den Bildern 3 bis 6 sind einige der aufgenommenen Oszillogramme wiedergegeben. Die am Schrammbord sichtbar gekennzeichneten Stoßpunkte der Brücke wurden beim Überfahren der Lastgruppe mitregistriert, so daß die aus der statischen Berechnung punktweise ermittelten Dehnungen mit den gemessenen verglichen werden konnten.

4.2 Bei ruhender Belastung

Zur statischen Belastung gehörten außer den sechs bei den dynamischen Untersuchungen verwendeten Muldenkippern noch

4 Großraumkipper, 8,30 m lang mit etwa 20 t Gesamtgewicht,

6 Großraumkipper, 6,70 m lang mit etwa 20 t Gesamtgewicht,

8 Lastkraftwagen, 7,00 m lang mit etwa 15 t Gesamtgewicht,

also insgesamt 24 Fahrzeuge.

Bei der im Bild 1 eingetragenen Gruppierung setzten diese Fahrzeuge auf Grund des Hebelgesetzes 12 Einzellasten im oberstromigen Hauptträger ab, die sich bei dieser Verteilung für die Lastfälle a, b, c wie 1 : 0,628 : 0,257 verhalten. Da für die statischen Untersuchungen nur neun Stunden zur Verfügung standen, mußte auf die Untersuchung der Verformungen und Beanspruchungen bei den Lastfällen 1b und 1Ib verzichtet werden. Sie wurden aus den Ergebnissen bei den Lastfällen 1a und 1c sowie 1Ia und 1Ic durch Mittelwertbildung bestimmt.

5. Meßergebnisse unter wandernder Belastung

5.1 Punkt 4,333

Nach dem ersten Nullnivellement wurde die Brücke von den sechs Muldenkippern zunächst probeweise zur Prüfung der Instrumente überfahren. Anschließend folgte die Messung der Dehnungen am Punkt 4,333 während der Überfahrten der Lastgruppen von Köln nach Deutz am oberstromigen Schrammbord (Lastfall 1a), in der Mitte (Lastfall 1b) und am unterstromigen Schrammbord (Lastfall 1c). In den Bildern 3 und 4 sind die Oszillogramme, die bei den Lastfällen 1a und 1c erhalten wurden, wiedergegeben. Man erkennt deutlich die außerordentliche Empfindlichkeit der Meßanordnung

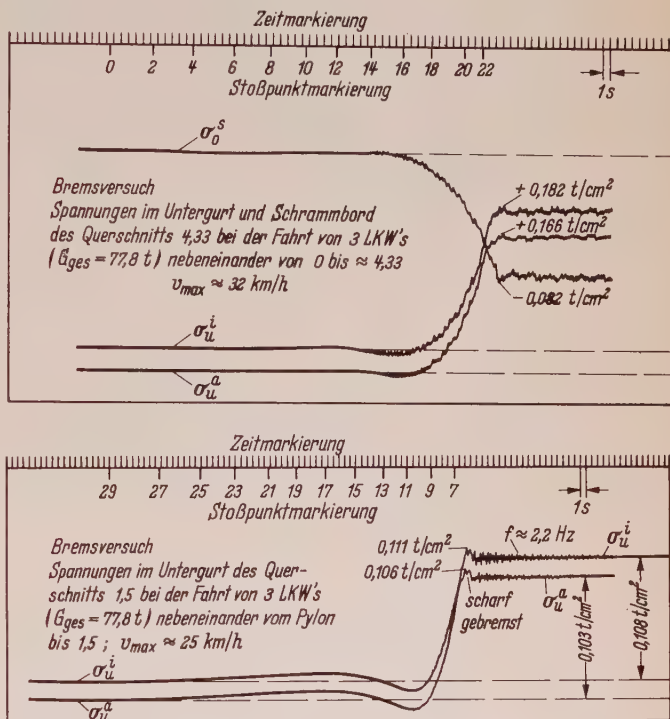


Bild 5 und 6. Dehnungen oder Spannungen im oberstromigen Hauptträger beim Abbremsen von 3 Lkw's an den Punkten 4,33 und 1,5

aus den Störungen im Dehnungsverlauf infolge einzelner Personenkraftwagen. Die in den Oszillogrammen eingetragenen Spannungen wurden aus den Dehnungen unter Voraussetzung einachsigen Spannungszustandes mit $E = 2100 \text{ t/cm}^2$ ermittelt. In den Bildern 7 u. 8 sind die sich bei den drei Lastfällen aus den Oszillogrammen und auf Grund der Einflußlinien für die Momente und Normalkräfte ergebenden Beanspruchungen des Untergurtes und des Schrammbordes aufgetragen. Zur Überprüfung des Einflusses von Abweichungen der Fahrzeuge von der vorgesehenen Spur ist im Bild 7 außerdem noch der rechnerische Spannungsverlauf bei 300 mm größerem Fahrzeugabstand vom Schrammbord eingezeichnet. Man erkennt, daß dieser Einfluß praktisch bedeutungslos ist.

Es fällt auf, daß die maximale Zugspannung auf der Innenseite des oberstromigen Untergurtes beim Lastfall 1a etwa 9% größer ist als auf der Außenseite dieses Gurtes. Diese Tatsache liegt darin begründet, daß die Lasten durch die Querträger in den Innensteg, an den diese angeschlossen sind, eingeleitet werden. Hierdurch entstehen Torsionsmomente, die an den Querscheiben abgesetzt werden. Darüber hinaus ist der Innensteg nicht nur als Teil des kastenförmigen

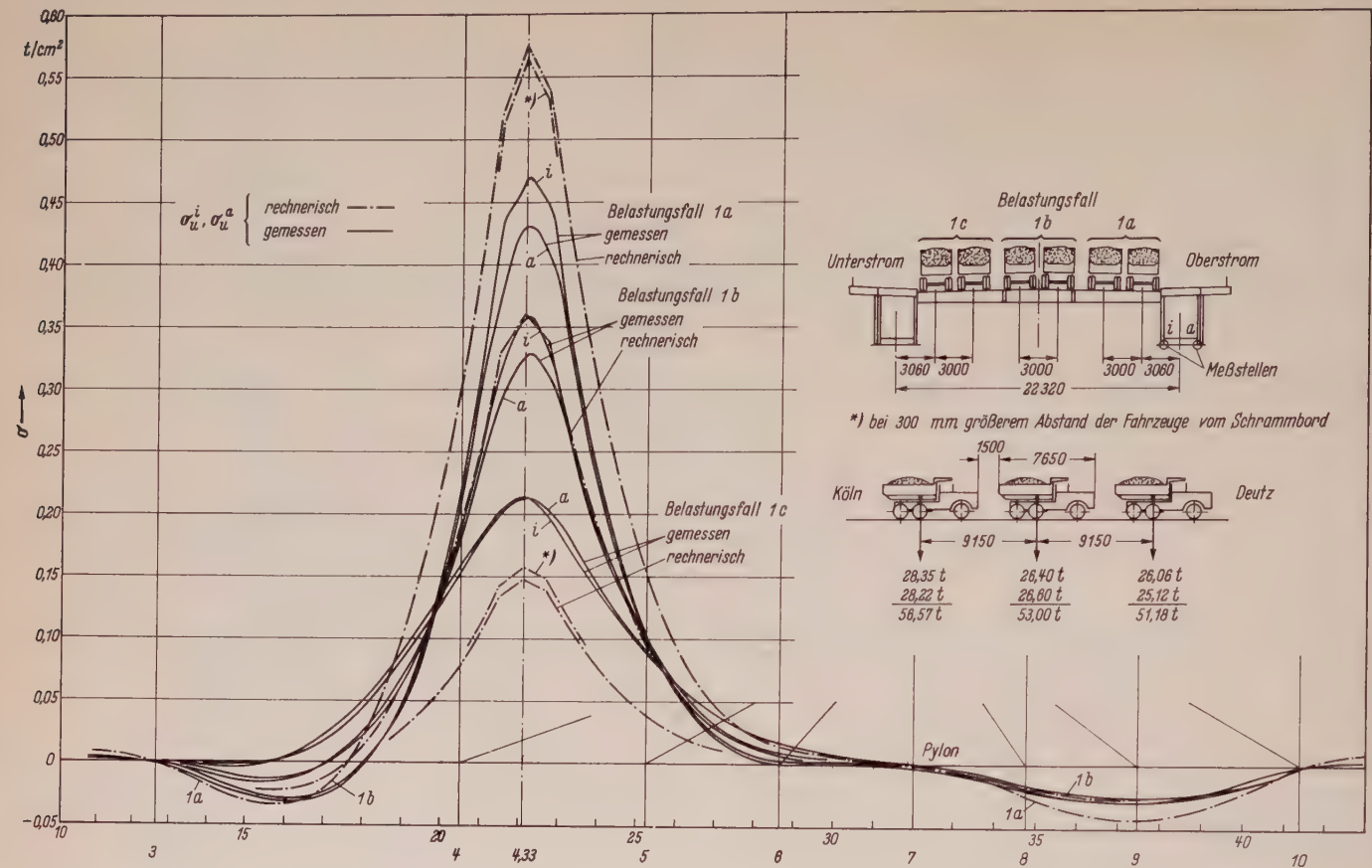


Bild 7. Beanspruchungen des Untergurtes im Punkt 4,33 infolge der von Köln nach Deutz überfahrenden Lastgruppe

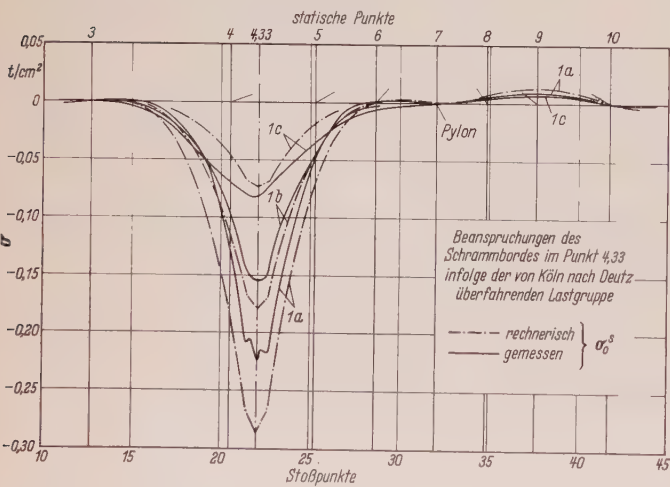


Bild 8. Beanspruchungen des Schrammbordes im Punkt 4,33 infolge der von Köln nach Deutz überfahrenden Lastgruppe

migen Hauptträgers, sondern auch als durch die Diagonalverbände auf kurze Längen unterteilte Tragwand anzusehen.

Beim Lastfall 1c ergeben sich an der Innen- und Außenseite des Untergurtes praktisch gleiche Beanspruchungen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich die benachbarten Querscheiben infolge der unterschiedlichen Durchbiegung der Hauptträger schiefstellen und ihre Reaktionskräfte infolge der Torsion hierdurch oberstromseitig abgebaut werden und u. U. ihr Vorzeichen wechseln. Ferner muß bedacht werden, daß bei diesem Lastfall die Lasten wesentlich weniger konzentriert in den oberstromigen Hauptträger eingeleitet werden als beim Lastfall 1a. Diese Tatsache zeigt sich auch deutlich an der Abrundung des gemessenen Spannungsverlaufes, Bild 6. Darüber hinaus erkennt man den großen Einfluß der Lastverteilung durch die Fahrbahn an der Verschiebung der Lastscheide zum sta-

tischen Punkt 3 hin. Steht die Last im Brückenabschnitt 7—10, d. h. auf der anderen Seite des Pylons, so wirkt sich die Querverteilung der Lasten auf die Spannungen im Punkt 4,333 praktisch nicht mehr aus.

Vergleichen wir die Versuchsergebnisse mit den rechnerischen, so erkennt man, daß die maximale Mittelspannung $\frac{1}{2} (\sigma_u^i + \sigma_u^a)$ des Untergurtes beim Lastfall 1a etwa 22 % kleiner und beim Lastfall 1c etwa 45 % größer als die jeweilige rechnerische ist. Es tritt also bei den gewählten einseitigen Belastungen der Einfluß der Torsionssteifigkeit stark in Erscheinung.

Beim Lastfall 1b ist die maximale Mittelspannung etwa 5 % kleiner als die rechnerische. Dies liegt in der Hauptsache wohl darin begründet, daß die vier Zierleisten $100 \times 10 \text{ mm}^2$ am Untergurt bei der statischen Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Am Schrammbord (Bild 8) ist die maximale Spannung beim Lastfall 1b 14 % kleiner. Da bei den dynamischen Versuchen am Obergurt nur diese eine Meßstelle gewählt wurde, ist ein Vergleich mit der rechnerischen Beanspruchung nur bedingt möglich. Es ist jedoch anzunehmen, daß die Mittelspannung im Obergurt nicht unwesentlich kleiner als die rechnerische ist.

Bei den Lastfällen 1a und 1c entsprechen die am Schrammbord gemessenen Spannungsverläufe bezogen auf den Spannungsverlauf beim Lastfall 1b weitgehend denen am Untergurt. Sie werden jedoch durch die Lastenleitung über die Querträger merklich beeinflusst.

5.2 Punkt 1,5

Nach Beendigung der dynamischen Untersuchungen am Punkt 4,333 wurden die Dehnungen am Punkt 1,5 bei den Lastfällen 1a und 1c aufgenommen. Leider wurde bei der ersten Probefahrt der am Schrammbord angesetzte Induktivgeber durch den Reifen eines Fahrzeuges beschädigt, so daß nur noch die Beanspruchungen im Untergurt ermittelt werden konnten. Die Versuchsergebnisse lassen sich dem Bild 9 entnehmen.

Beim Lastfall 1b ist die maximale Mittelspannung, die aus den bei den Lastfällen 1a und 1c gemessenen Spannungswerten ermittelt

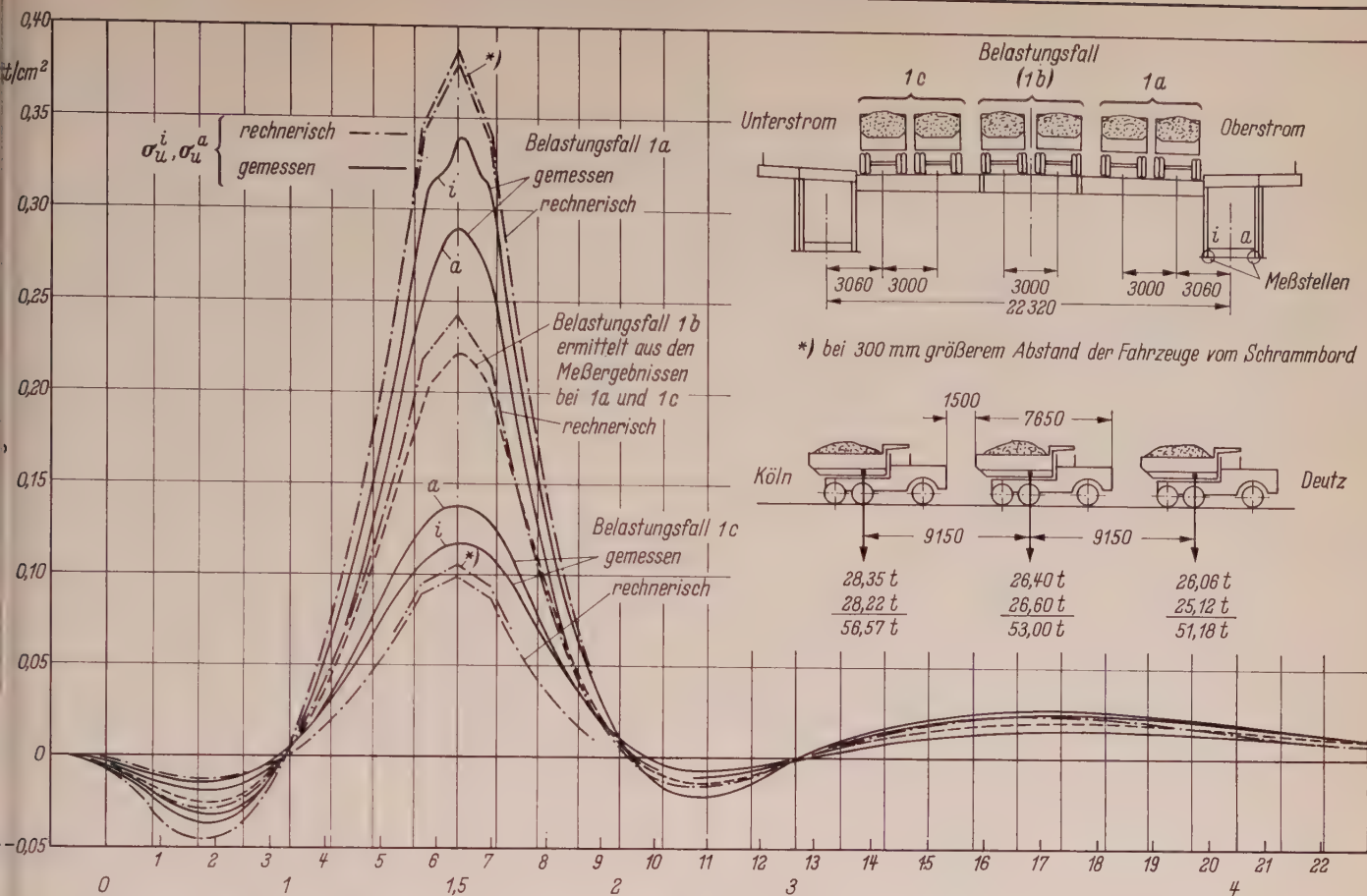


Bild 9. Beanspruchungen des Untergurtes im Punkt 1,5 infolge der von Köln nach Deutz überfahrenden Lastgruppe



Bild 10. Anordnung der Fahrzeuge beim Lastfall II a

wurde, um etwa 8 % kleiner als die rechnerische. Auf der Innenseite des Untergurtes ist die maximale Zugbeanspruchung beim Lastfall Ia etwa 12 % kleiner als die rechnerische Mittelspannung und etwa 17 % größer als die Zugbeanspruchung auf der Außenseite. Beim Lastfall 1c ist sie auf der Innenseite etwa 15 % kleiner als auf der Außenseite. Der Torsionseinfluß tritt also hier ausgeprägter in Erscheinung als am Punkt 4,333.

6. Ergebnisse der Bremsversuche

In den Bildern 5 und 6 sind die bei den zwei Bremsversuchen erhaltenen Oszillogramme wiedergegeben. Man erkennt, daß die zusätzlichen Beanspruchungen durch das praktische gleichzeitige Abbremsen der drei nebeneinander fahrenden Fahrzeuge am Punkt

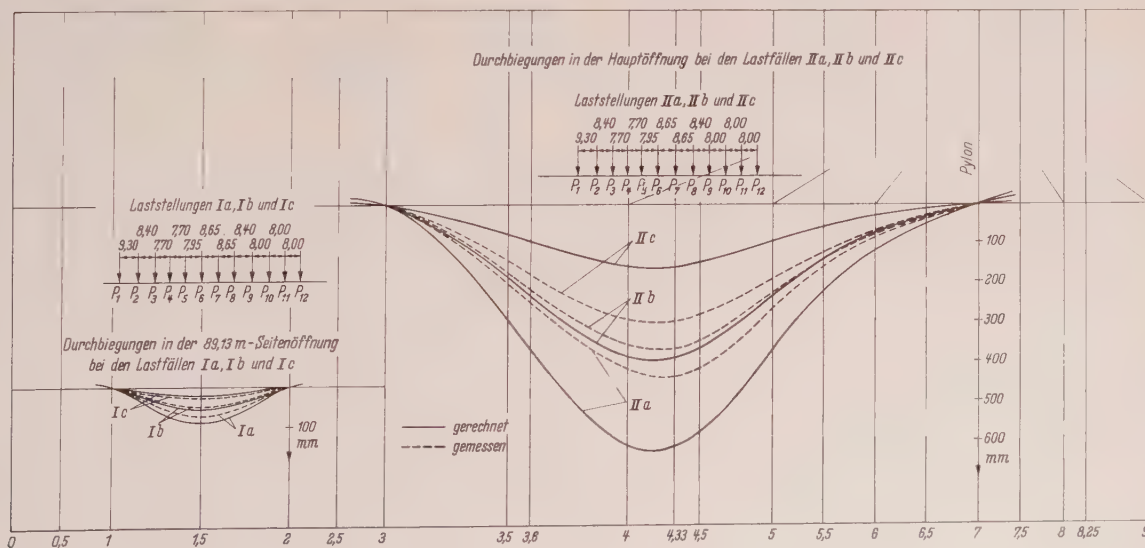


Bild 11. Durchbiegung unter ruhender Last

Tafel I. Spannungen an den Meßstellen bei ruhender Belastung

Meßstelle	F cm ²	J · 10 ⁻⁶ cm ⁴	Abstand der Meßpunkte von der Nulllinie y _m cm	Wider- stands- moment W _m · 10 ⁻³ $= \frac{J}{y_m} \cdot 10^{-3}$ cm ³	Laststellung oberstrom					Spannungen aus der Berechnung				Messung σ ^m t/cm ²	Laststellung mittig		Spannungen aus der Berechnung		Messung σ ^m t/cm ²	Laststellung unterstrom	
					Schnittgrößen aus den Einflußlinien					Spannungen aus der Berechnung					Spannungen aus der Berechnung		Spannungen aus der Berechnung				
					N	M	e	N · e	M _{ges.} = M + N · e	σ _N = $\frac{N}{F}$ t/cm ²	$\frac{\sigma_{M_{ges.}}}{W_m} + \sigma_{N_{ges.}}$ t/cm ²	σ _{ges.} t/cm ²	σ ^r t/cm ²		σ ^m t/cm ²	σ ^r t/cm ²	σ ^m t/cm ²				
					t	tm	m	tm	tm	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²		t/cm ²	t/cm ²	t/cm ²				
Lastfall Ia																					
1,5	3603,1	88,38	} + 257,5 - 128,0 - 137,1 - 131,1	343 690 645 674	+ 1979	-	0	+ 1979	-	+ 0,577	} + 0,54 + 0,47	+ 0,362	+ 0,35	- 0,180 - 0,193 - 0,185	- 0,074 - 0,079 - 0,076	+ 0,257 · σ ^r _{ges.} t/cm ²	σ ^m t/cm ²	+ 0,148	} + 0,18 + 0,21	- 0,08 - 0,09 - 0,09	
Lastfall IIa																					
3,0	7499,5	275,45	} + 211,8 - 218,6 - 212,6	1301 1260 1296	- 4953	-	0	- 4953	-	- 0,381	} - 0,32 - 0,24	- 0,239	-	+ 0,247 + 0,240	+ 0,101 + 0,098	- 0,021	- 0,022 - 0,021	+ 0,281	} + 0,44 + 0,44	- 0,23 - 0,20 - 0,18	
3,6	5087,2	178,50	- 168,1 - 177,2 - 171,2	1062 1007 1042	+ 864	-	0	+ 864	-	- 0,081	- 0,06 - 0,04 - 0,06	- 0,051	-	+ 0,687	+ 0,63	- 0,021	- 0,045 - 0,045	+ 0,281	} + 0,44 + 0,44	- 0,23 - 0,20 - 0,18	
4,333	4339,8	111,25	} + 315,3 - 132,0 - 141,1 - 135,1	353 843 788 823	+ 4197	+ 0,20	- 66	+ 4131	- 0,076	+ 1,170	} + 0,86 + 0,78	+ 0,687	+ 0,63	- 0,021	- 0,045 - 0,045	+ 0,281	- 0,021	+ 0,281	} + 0,44 + 0,44	- 0,23 - 0,20 - 0,18	
5,75	4324,0	114,67	+ 299,3 - 144,6 - 153,7 - 147,7	383 793 746 776	- 1434	+ 0,10	- 67	- 1501	- 0,154	- 0,392	- 0,43 - 0,43	- 0,343	- 0,31	+ 0,687	+ 0,63	- 0,021	- 0,045 - 0,045	+ 0,281	} + 0,44 + 0,44	- 0,23 - 0,20 - 0,18	
8,25	4460,8	110,59	+ 268,2 - 145,7 - 154,8 - 146,8	412 759 714 743	- 850	+ 0,26	- 171	- 1001	- 0,148	- 0,243	- 0,23 - 0,23	- 0,246	-	+ 0,687	+ 0,63	- 0,021	- 0,045 - 0,045	+ 0,281	} + 0,44 + 0,44	- 0,23 - 0,20 - 0,18	

4,333 maximal etwa 4% und am Punkt 1,5, an dem wesentlich schärfer gebremst wurde maximal etwa 6% der jeweiligen statischen Beanspruchungen betragen.

7. Meßergebnisse unter ruhender Belastung

7.1 Spannungen und Durchbiegungen des Hauptträgers

Nach Beendigung der dynamischen Untersuchungen wurde ein zweites Nullniveaulement vorgenommen, das keinen bleibenden Reck der Seile erkennen ließ.

Anschließend wurden die Dehnungen und Durchbiegungen bei den Laststellungen I a I c, II a und II c ermittelt (vgl. Bild 1 und 10). Die Gewichte der Fahrzeuge lassen sich dem Bild 1 entnehmen. Die mit Setzdehnungsmessern und am Untergurt im Punkt 4,333 außerdem noch mit Dehnungsmessstreifen erhaltenen und gemittelten Meßergebnisse sind in der Zahlentafel 1 zusammen gestellt. Darüber hinaus sind in der Zahlentafel 1 die Querschnittswerte aus der statischen Berechnung, die mit den nach dem Hebelgesetz auf die Hauptträger entfallenden Lastanteilen aus den Einflußlinien errechneten Schnittgrößen und die sich aus ihnen ergebenden rechnerischen Spannungen eingetragen.

Die rechnerischen und gemessenen Durchbiegungen sind im Bild 11 aufgetragen und lassen sich teilweise auch dem Bild 14 und der Zahlentafel 3 entnehmen. Zwischen den Messungen I c und II a sowie nach der Messung II c durchgeführte Nullmessungen ergeben wiederum keine bleibenden Deformationen der Hauptträger und Kabel.

7.2 Spannungen in den Kabeln

Bei den Laststellungen II wurden gleichzeitig seitens der Firma Felten & Guillaume Dehnungsmessungen an den Kabeln I, VI, II und V vorgenommen, die über die Lastverteilung durch die Zusammenführung der Kabel im Pylonenkopf Aufschluß geben sollten. Die sich aus den gemessenen Dehnungen unter Zugrundelegung eines Elastizitätsmoduls $E = 1600 \text{ t/cm}^2$ bei oberstromiger Belastung (II a) ergebenden Kabelkräfte lassen sich der nachfolgenden Übersicht, in der auch die rechnerischen Kabelkräfte eingetragen

ind, entnehmen. Zur Berechnung der Kabelkräfte mit Hilfe der Einflußlinien wurden bei der Annahme der Querverteilung der größeren Abstand der Kabelanschlüßpunkte $b_K = 24,68$ m und die Maße $b_1^K = 18,94$ m und $b_2^K = 5,74$ m gemäß Bild 1 zugrunde gelegt.

Tafel 2. Kabelkräfte infolge der Laststellung II a

Kabel	oberstrom [t]		unterstrom [t]	
	gerechnet	gemessen	gerechnet	gemessen
I	368	306	112	103
VI	598	351	182	343
II	373	305	115	121
V	99	53	30	50

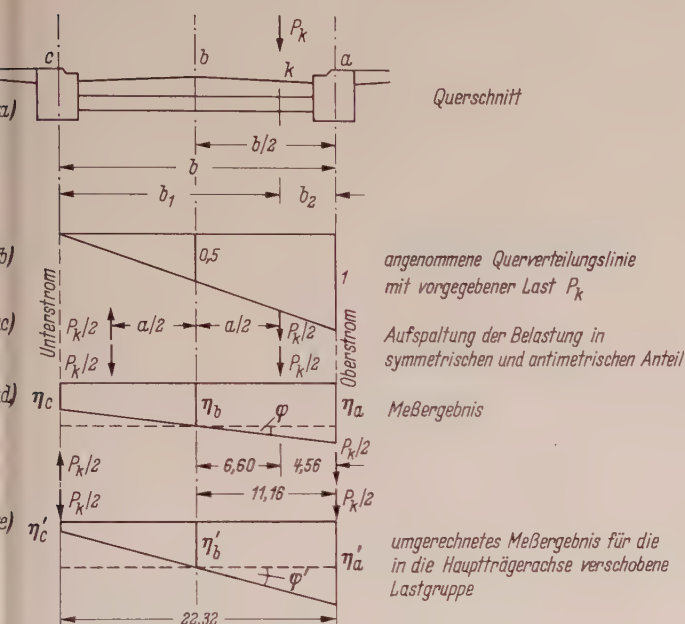


Bild 12. Verschiebung der Lasten für die Vergleichsrechnung zur Bestimmung der Querverteilung

3. Betrachtung der Meßergebnisse in bezug auf die der Bemessung der Hauptträger zugrunde gelegten Berechnungsmethode

Die bei wandernder und bei ruhender Belastung gemessenen und in den Bildern 7 bis 9 und in Tafel 1 eingetragenen Spannungen sowie die im Bild 11 aufgetragenen Durchbiegungen des oberstromigen Hauptträgers sind größenordnungsmäßig etwa 10 bis 20 % kleiner als die unter der Annahme der Verteilung nach dem Hebelgesetz gemäß Bild 12b berechneten.

Zur Beurteilung der Tragwirkung wurden zunächst die Meßergebnisse η^m aus der Laststellung Ia für eine in der Hauptträgerachse konzentriert gedachte Belastung umgerechnet, damit auf die Ordinate 1 der der Berechnung zugrunde gelegten Quereinflußlinie gemäß Bild 12b Bezug genommen werden konnte.

Während die Meßwerte $\eta_b^m = \eta_b' = 1/2 (\eta_a^m + \eta_c^m)$ aus dem symmetrischen Anteil der nach Bild 12c aufgespaltenen Kräftegruppe in Bild 12d und 12e gleich groß bleiben, vergrößern sich die Meßwerte η_a' in Bild 12e unter der gegenüber Bild 12c nach außen verschobenen antisymmetrischen Kräftegruppe zu

$$\eta_a' = \eta_b^m + (\eta_a^m - \eta_b^m) \cdot \frac{11,16}{6,60} = \eta_b^m + \Delta \eta^m \cdot 1,69.$$

Dementsprechend verkleinern sich die Meßwerte auf der gegenüberliegenden Seite.

$$\eta_c' = \eta_b^m - (\eta_a^m - \eta_b^m) \cdot \frac{11,16}{6,60} = \eta_b^m - \Delta \eta^m \cdot 1,69.$$

Für die Kabel, bei denen der Abstand der Anschlußpunkte $b_K = 24,68$ m beträgt, (s. Bild 1), gilt

$$\eta_a' = \eta_b^m + (\eta_a^m - \eta_b^m) \cdot \frac{12,34}{6,60} = \eta_b^m + \Delta \eta^m \cdot 1,87,$$

$$\eta_c' = \eta_b^m - \Delta \eta^m \cdot 1,87.$$

Der Belastungsumrechnungsfaktor ist dann für die Laststellung unterstrom

$$\frac{b_2^K}{b_1^K} = \frac{5,74}{18,94} = 0,303.$$

Die Ordinaten $\eta^* = \eta'/2 \eta_b^r$, wobei η_b^r die rechnerische Spannung, Durchbiegung oder Kabelkraft bei in Brückenachse angreifender Belastung darstellt, sind für die Untergurtspannungen und Durchbiegungen am Meßpunkt 1,5, 4,333 und 4,0 und für die Kabelkräfte K_I, K_{VI} im Bild 13 zusammengestellt. Die Mittelwerte der Ordinaten η^* vom inneren und äußeren Hauptträgersteg, bezogen auf eine mittlere Ordinate $\eta_b^* = 0,5$, stellen die Ordinaten η^{**} der Quereinflußlinien für die einzelnen Bauglieder dar, die mit Bild 12b verglichen werden können.

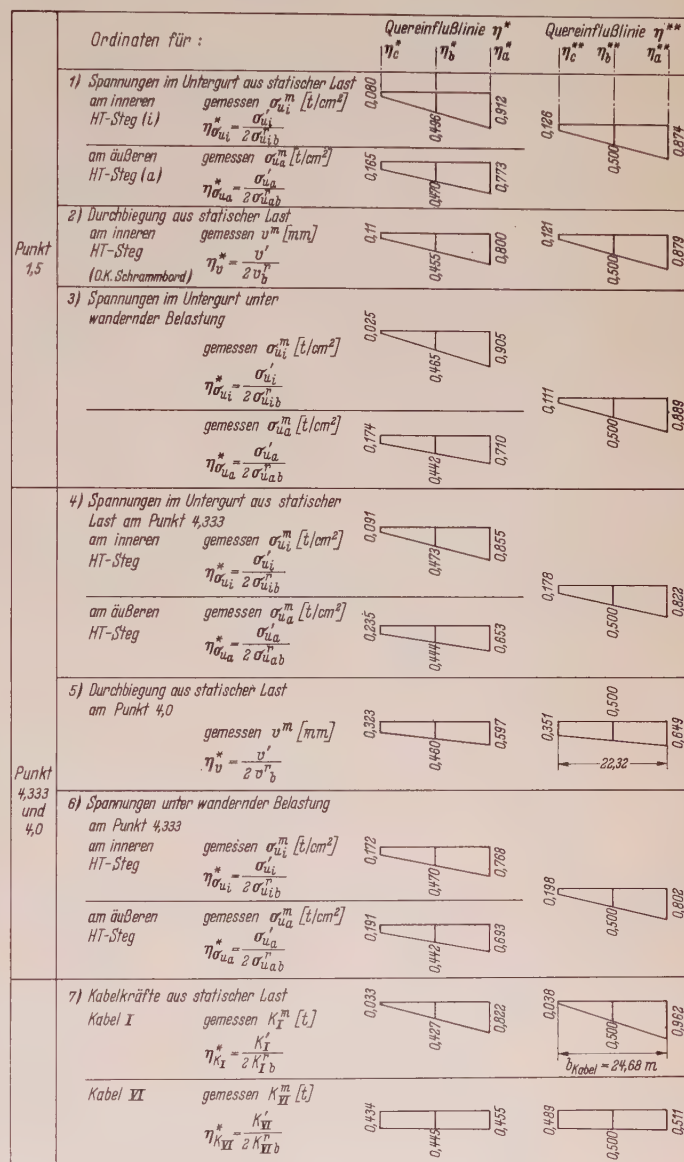


Bild 13. Ordinaten η^* und η^{**} der Quereinflußlinien für die Untergurtspannungen und Durchbiegungen am Meßpunkt 1,5, 4,333 und 4,0 und für die Kabelkräfte K_I und K_{VI}

Man erkennt, daß an der Stelle 1,5 die Quereinflußlinien für die Spannungen aus statischer und wandernder Last und aus der Durchbiegungsmessung gut übereinstimmen und infolge der Torsionssteifigkeit der Brücke um etwa 20 bis 25 % flacher verlaufen als bei der Annahme nach dem Hebelgesetz. Auch an der Stelle 4,333 stimmen die Quereinflußlinien aus den Messungen unter statischer und dynamischer Last annähernd überein mit einem etwa 35 bis 40 % flacheren Verlauf gegenüber der rechnerischen Annahme. Der flache Verlauf der Quereinflußlinien aus der Durchbiegung an der Stelle 4,0 und aus der Kabelkraft K_{VI} zeigt den großen Einfluß der Zusam-



schaftlich vertretbare Stauhöhe der beweglichen Stahlverschlüsse erreicht und die Wirtschaftlichkeit der Stahlbauausrüstung durch Verwendung moderner, gewichtsparender Schweißkonstruktionen noch vergrößert wurde.

An der Staustufe Lehmen wird der Stau im Oberwasser durch drei Sektorverschlüsse von je 40 m Lichtweite und 5,40 m Stauhöhe erzeugt, die im abgesenkten Zustand eine Hochwassermenge von etwa 2500 m³/s bei gehaltenem Stauziel abführen können. Bei einer Wasserführung bis 380 m³/s bleiben die Verschlüsse in Staustellung und die gesamte Wassermenge wird im Kraftwerk in drei Turbinen verarbeitet.

2. Grundsätzliches zur Arbeitsweise eines Sektorwehres

Ein Sektorverschluß stellt einen Zylinderausschnitt dar, der mit seiner Achse am festen Teil des Wehrunterbaues drehbar gelagert ist und dessen Mantelfläche und obere Radialebene durch Blechwände begrenzt und im folgenden als Stauwand und Abfallboden bezeichnet werden. Der Innenraum ist bis zur Sektorkrone mit Wasser gefüllt, wobei Gummidichtungen die Abdichtung gegen die Pfeilerwände, an der Stauwand und in der Drehachse übernehmen. Die Momente aus Innenwasserdruck, Wasserauflast, Eigengewicht und Dichtungsreibung halten den Verschluß im Gleichgewicht (Bild 2) [2].

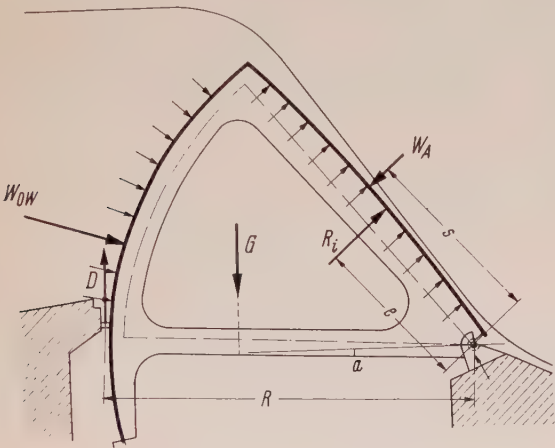


Bild 2. Schema der Sektorbelastung

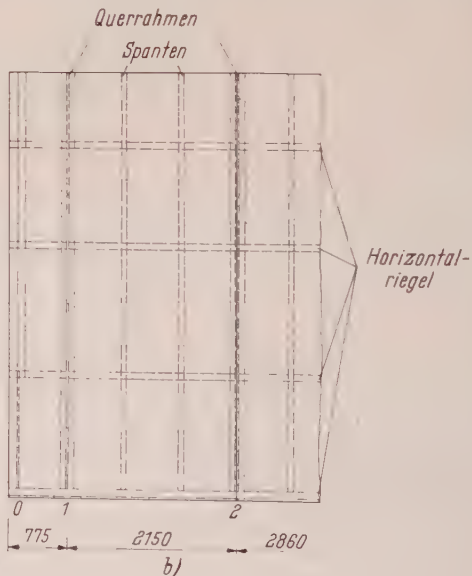
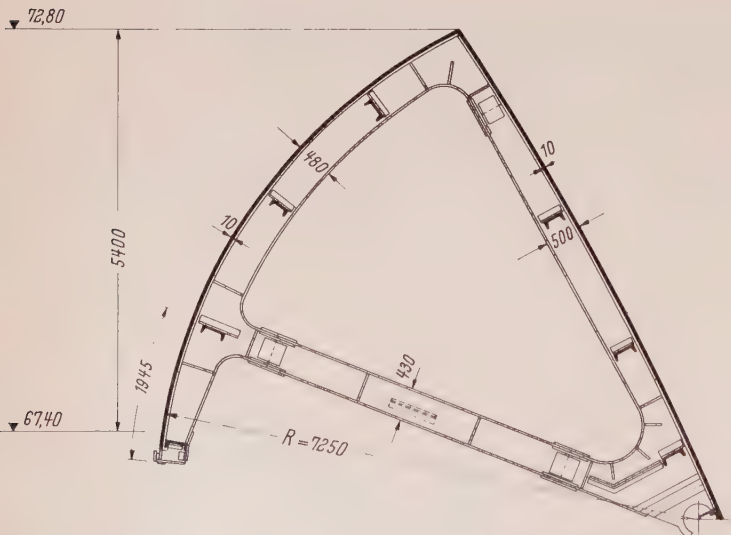


Bild 3. Prinzipielle Anordnung der Tragkonstruktion a) Querschnitt, b) Ansicht von OW

Steigt der Oberwasserspiegel über das Stauziel an, so wird durch die automatische Steuerung ein Ventil eines im Wehrpfeiler eingebauten Rohrleitungssystems geöffnet, so daß im Sektorinnenraum der Druck auf das Niveau des Unterwasserspiegels absinkt, dabei Wasser ausströmt und der Sektorverschluß entsprechend der austretenden Wassermenge absinken kann. Auf die verschiedenen, hier möglichen Arten der Steuersysteme [3] näher einzugehen, würde im Rahmen dieses Aufsatzes zu weit führen.

Die in den folgenden Abschnitten beschriebenen Sektorverschlüsse wurden von den Firmen Rheinstahl Union Brückenbau AG., Dortmund, und Fried. Krupp, Stahl- und Maschinenbau, Rheinhausen, in Arbeitsgemeinschaft ausgeführt.

3. Belastungsfälle und Spannungsermittlung

Auf Grund der während des Betriebes und bei Reparaturzuständen möglichen Belastungen wurden entsprechend der Festlegung der DIN 19 704 (Berechnungsgrundlage für Stahlwasserbauten) folgende Lastfälle untersucht:

- a) normaler Betriebsfall ($\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ für St. 37), Sektor in Staustellung, Innenraum bis Sektorkrone mit Wasser gefüllt, Druckniveau 1,70 m unter Sektorkrone,
- b) besonderer Betriebsfall ($\sigma_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$).
 - α) Belastung aus Wasserdruck wie im normalen Betriebsfall, zusätzlich Eisdruck für Gewässer mit starker Eisbildung (3 t/m^2 auf 3,0 m Tiefe),
 - β) Sektor in Staustellung, verriegelt, Innenraum leer, Oberwasser auf Stauziel,
 - γ) Sektor in Staustellung, Innenwasserdruck = Oberwasserstand,
- c) außergewöhnlicher Lastfall ($\sigma_{zul} = 1,8 \text{ t/cm}^2$), Sektor in Staustellung verriegelt, Innenraum leer, Oberwasser auf Stauziel, Unterwasser 3,8 m über Lagerachse.

Ferner zu Betriebsfall b, β eine gleichmäßige Erwärmung oder Abkühlung des Abfallbodens um 25°C .

Für die Konstruktion der Sektorverschlüsse wurde folgendes System gewählt (Bild 3):

Stauwand und Abfallboden wurden durch vertikale Spanten ausgesteift, die sich auf horizontalen Riegeln abstützen. Diese übertragen die Belastungen auf Querrahmen, die in einem Abstand von 2,86 m angeordnet und in der Drehachse gelagert sind.

Die vertikalen Spanten wurden zusammen mit der mittragenden Blechbreite als Durchlaufträger nach Cross berechnet, während die horizontalen Riegel als einfache Balken angesehen wurden, die durch die Stützkkräfte der durchlaufenden Spanten belastet und an den Querrahmen gelenkig gelagert sind.

Für die Aufnahme von Torsionsbeanspruchungen wurde in der unteren Radialebene ein Fachwerkverband zwischen den einzelnen

Querrahmen angeordnet und für eine einseitige, an der Stauwand angreifende Klemmkraft von 10 t bemessen.

Die Ermittlung der Momente, Normal- und Querkkräfte in den Querrahmen erfolgte mit Hilfe der Kraftgrößenmethode. Für das statisch bestimmte Hauptsystem wurden dabei an den Rahmenecken derart Gelenke angebracht, daß die Stauwand mit dem anschließenden Kragarm ein durchlaufender Träger bleibt. Die statisch Unbestimmten wurden an den Gelenkecken als Momentenpaar angesetzt

und die δ_{ik} -Werte nur aus den Momentenflächen berechnet, wobei an den gebogenen Rahmenseiten die Momente auf die Sehne bezogen wurden und zusätzlich das Moment aus Normalkraft in Richtung der Sehne multipliziert mit dem Bogenstich addiert wurde, eine Vereinfachung, die vertretbar erschien, da die Normal- und Querkraftanteile nahezu ohne Einfluß auf die δ_{ik} -Werte sind. Die endgültigen Normal- und Querkraften, sowie die Momente im statisch unbestimmten System wurden dann mit den aus den Momentenflächen ermittelten statisch Unbestimmten X_a , X_b und X_c berechnet. Bei den Lastspannungszuständen der einzelnen Lastfälle wurde die äußere Belastung als kontinuierliche Streckenlast von 2,86 m Belastungsbreite (Rahmenabstand) angesetzt, da Stauwand und Abfallboden an den oberen Gurten der Rahmen angeschweißt wurden.

4. Gründe für die Art der Ausführung

Wie bereits in Abschnitt 2 gesagt wurde, wird der Sektorkörper nach unten in eine Grube der festen Wehrschwelle abgesenkt und dabei der Innenraum gegen Oberwasser durch eine Gummidichtung abgeschlossen, die am Beton der Wehrschwelle befestigt ist und während der Sektorbewegung auf der Oberfläche der Stauwand gleitet. Da diese Gummidichtung nur eine sehr begrenzte Bewegungsmöglichkeit besitzt (maximal etwa 8 bis 10 mm), sind die Anforderungen an die Genauigkeit der gesamten Konstruktion, insbesondere der Stauwand, sehr groß.

Bei der bisher für derartige Verschlüsse üblichen Nietkonstruktion ergaben sich keinerlei Schwierigkeiten, wenn nur die Querverbände die erforderliche Genauigkeit in Form und Abmessung aufweisen. Wegen der absolut notwendigen Dichtigkeit solcher Verschlüsse mußte jedoch die Nietteilung sehr eng gewählt werden, und außerdem ist man bei der Stauwand wegen der darauf gleitenden Dichtung gezwungen, Senkniete zu verwenden. Aus diesen Gründen konnten aber die Blechdicken der Stauwände kaum kleiner als 12 mm gewählt werden, eine Dicke, die für die Tragfähigkeit nicht benötigt wird.

Aus dem Bestreben heraus, das Konstruktionsgewicht möglichst niedrig zu halten und die Spannungen in den einzelnen Bauteilen weitgehend auszunutzen, entschloß man sich bei den Sektorverschlüssen für die Stauanlage Lehmen erstmals zu einer vollständig geschweißten Konstruktion. Das Wesentliche bei dieser Konstruktion ist, daß die einzelnen Stauwand- und Abfallbodentafeln auf den oberen Gurt der Rahmen gestoßen werden.

Das Konstruktionsgewicht hätte zwar noch weiter vermindert werden können, wenn die Rahmenstege unmittelbar an Stauwand und Abfallboden angeschweißt worden wären, aber in einem solchen Fall wäre eine exakte Vormontage im Werk kaum möglich gewesen und die Endmontage auf der Baustelle erheblich erschwert worden. Die Werksmontage erschien jedoch im Hinblick auf die für die 40 m lange und etwa 7 m hohe (abgewinkelte Länge) Stauwand zugelassene Toleranz von ± 5 mm unbedingt notwendig und hat sich durch die große Genauigkeit, die nach Ausführung der Endmontage nur etwa ± 3 mm betrug, als zweckmäßig erwiesen (Bild 4).

Die im Abstand der Querrahmen angeordneten Drehlager stellen ebenfalls eine Neuentwicklung dar, zu der man sich entschlossen



Bild 4. Werkmontage eines Sektors (Werksaufnahme Rheinstahl Union Brückenbau)

hat, um bei ungleichmäßigen Setzungen der Wehrschwellenblöcke ein Verklemmen und evtl. Undichtwerden des Sektors zu verhindern und die Lager ohne große Schwierigkeiten nachrichten zu können.

Die remanitplattierten Seitenschilder wurden sowohl mit Rücksicht auf die Seitendichtung als auch wegen der besseren Beheizbarkeit freitragend ausgebildet, d. h. sie sind an ihren Rändern am Beton der Wehrpfeiler befestigt. Dadurch können sie zusammen mit den Seitendichtungen genau ausgerichtet und falls es notwendig ist, auch zu einem späteren Zeitpunkt nachgerichtet werden.

5. Ausführung der einzelnen Konstruktionen

5.1 Verschlusskörper

Für sämtliche geschweißten Konstruktionsteile, wie Rahmen, Stauwand- und Abfallbodentafeln wurden die Stähle entsprechend der vorgesehenen Verarbeitung nach der DIN 17 100 „Allgemeine Baustähle“ (Ausgabe 1957) ausgewählt, so daß im wesentlichen WR-St. 37-2 und zum Teil TU-St. 37 verwendet wurde.

Um die für die Gesamtkonstruktion geforderte große Genauigkeit einhalten zu können, wurden die Querrahmen in einer Schablone mit einer zulässigen Toleranz von ± 1 mm hergestellt. Die aus Blechtafeln ausgebrannten Stegbleche und die aus Breitflachstählen vorgebogenen Gurte wurden zunächst geheftet. Nach Ausführung der Kehlnaht-Schweißung an den einzelnen Rahmenteilten wurden diese durch Erwärmen gerichtet und die Paßlöcher für die Stöße auf das Endmaß aufgerieben. Die Rahmenstöße wurden lediglich wegen des Transportes angeordnet, der Stoß an der Drehlager-Eckscheibe dagegen, um später ein Auswechseln eines Lagers zu ermöglichen. Die Abtrennung der Lagerteile durch einen Stoß ermöglichte es außerdem, das Element auf der Drehbank so zu bearbeiten, daß die Auflagerfläche für die selbstschmierende Lagerbuchse und die für die Rückhaltung dienende Außenfläche des Lagerflansches genau dem Durchmesser des Lagerbolzens und dem Rückhaltering am Drehlager entsprechen.

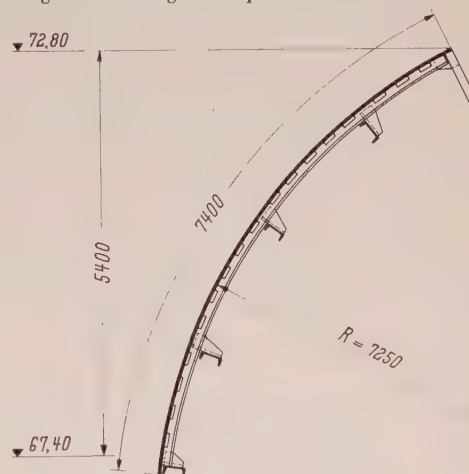


Bild 5. Querschnitt der Stauwandtafeln

Die 10 mm dicken Bleche für die Stauwand und den Abfallboden wurden unmittelbar in der erforderlichen Breite und Länge bestellt, damit die Anordnung von Stumpfnähten vermieden werden konnte. Die Aussteifungsspannten wurden, wie es auch im Schiffbau üblich ist, ausgeklingt, um durch ununterbrochenes Anschweißen an die Blechtafeln den Verzug und die Schrumpfung auf ein Mindestmaß herabzusetzen (Bild 5). Nachdem die Blechtafeln und Winkelspannten für die Stauwand in kaltem Zustand auf einen Radius von 7,25 m gebogen worden waren, wurden sie in Holzschablonen von gleichem Radius zusammengeschweißt. Bei den Abfallbodentafeln konnte auf das Vorbiegen verzichtet werden, einmal wegen der sehr schwachen Krümmung von $R = 40$ m und zum anderen, weil für den Abfallboden nicht eine so große Forderung an die Genauigkeit gestellt wurde wie für die Stauwand.

Durch eingehende Versuche war zwar festgestellt worden, welche Schrumpfung durch das Anschweißen der Spannten und die späteren Schweißnähte an den Stößen zu erwarten sind. Da aber die Schweißfolge und -geschwindigkeit der auf der Baustelle zu schweißenden Stöße einen erheblichen Einfluß auf die tatsächliche Schrumpfung

haben, wurde die Schrumpfungszugabe nur als Anhaltswert angesehen, die bei der Länge von 40 m eines Verschlusses merklich über- oder unterschritten werden konnten. Daher erhielten die Endstücke der Stauwand- und Abfallbodentafeln eine Zugabe am freien Ende, um sie auf der Baustelle genau in den verbleibenden Abstand zwischen Endrahmen und Seitenschild einpassen zu können.

Als Auflagerung für die Vertikalspannten von Stauwand und Abfallboden wurden horizontale Riegel aus L-Profilen mit Hilfe von Winkelprofilstücken an die Stegbleche der Rahmen genietet. Die Nietlöcher wurden während der Vormontage auf das Endmaß aufgegeben und die Verbindung im Werk durch Schrauben hergestellt.

Die Stäbe des Torsionsverbandes in der unteren Radialebene bestehen aus je zwei zusammen-genieteten L-Profilen und wurden ebenfalls während der Vormontage für die späteren Nietanschlüsse angepaßt.

Diese beiden horizontalen Querverbände dienten außer ihrer eigentlichen, oben erwähnten Aufgabe auch für das genaue Ausrichten und bequeme Aufstellen der Querrahmen während der Montage (Bild 4).

Nachdem die Rahmen aufgestellt, mit den Horizontalriegeln verbunden und in der Lagerachse genau ausgefluchtet waren, wurden die einzelnen Stauwand- und Abfallbodentafeln aufgelegt und mit Schrauben befestigt. Anschließend wurde der Torsionsverband angeschlossen. Geringe Ungenauigkeiten in der Stauwand konnten durch Erwärmen der auf der Innenseite angeschweißten Winkelspannten ausgeglichen werden, so daß für die gesamte Stauwandfläche die bereits erwähnten geringen Abweichungen von ± 3 mm erzielt werden konnten. Bild 6 zeigt einen im Werk vollständig vormontierten Verschlusskörper.

5.2 Dichtungen

Den Dichtungen kommt bei einem hydraulisch betätigten Wehrverschluss eine sehr große Bedeutung zu, da von ihrer Wirksamkeit — abgesehen von der Steuerung selbst — im Wesentlichen die Regulierfähigkeit und Betriebssicherheit des Verschlusses abhängt. Sie müssen daher einfach, robust und leicht zugänglich sein.

Als Oberwasserlängsdichtung wurden zwei winkelförmige Gummi-profile gewählt, die während des normalen Betriebes den Oberwasserdruck vom Sektorinnenraum fernhalten und bei Probebetrieb und Reparaturfällen innerhalb der eingesetzten Notverschlüsse den Austritt von Wasser aus dem Innenraum verhindern. Diese Gummi-profile sind auf einer durchgehenden, im Beton verankerten Stahlplatte auswechselbar befestigt. Im Abstand der Querrahmen sind außerdem Halteklötze an der Unterstützungs-konstruktion der Dichtung angeschlossen und mit kräftigen Bolzen im Beton verankert. An diese Halteklötze legt sich der Verschlusskörper mit Hilfe der Konsolen in seiner Staulage an, wobei das Moment aus dem von innen auf den Abfallboden wirkenden Wasserdruck aufgenommen werden kann (Bild 7).

An die Oberwasserlängsdichtung schließt unmittelbar die Seitendichtung an, die ebenfalls auf der Stauwand gleitet. Um sie gegen Beschädigung durch das überströmende Wasser zu schützen, ist sie gegen die Pfeilerwand zurückgesetzt. Die Seitendichtung am Abfallboden besteht ebenfalls aus 2 Winkelgummi-Profilen, ist aber am Sektorkörper selbst befestigt und gleitet auf dem remanitplattierten Seitenschild.

Die Unterwasserlängsdichtung besteht aus einem Flachgummi-band, welches am unteren Rand des Abfallbodens an einem senkrecht dazu angeschlossenen Halteblech und an fest einbetonierten Halteeisen befestigt wird. An beiden Enden ist dieser Flachgummi unmittelbar mit den Winkelprofilen der Seitendichtung am Abfallboden verbunden. Dieses Gummiband ist so angeordnet, daß der theoretische Knickpunkt in der Lagerachse liegt, wodurch die Verformung (Stauchung oder Dehnung) das kleinstmögliche Maß erreicht (Bild 8).

5.3 Drehlager

Die für die Wehranlage Lehmen neu entwickelten Bolzendrehlager haben gegenüber den bis dahin verwendeten Scharnierlagern oder der Lagerung des Sektorkörpers auf einer über die ganze Länge durchgehende Welle den Vorteil, daß die von den einzelnen Lagern auf den Beton zu übertragenden Kräfte genau ermittelt werden können und daß der Drehwinkel mehr als 60° betragen kann.



Bild 6. Vollständig vormontierter Sektor (Werksaufnahme Rheinstahl Union Brückenbau)

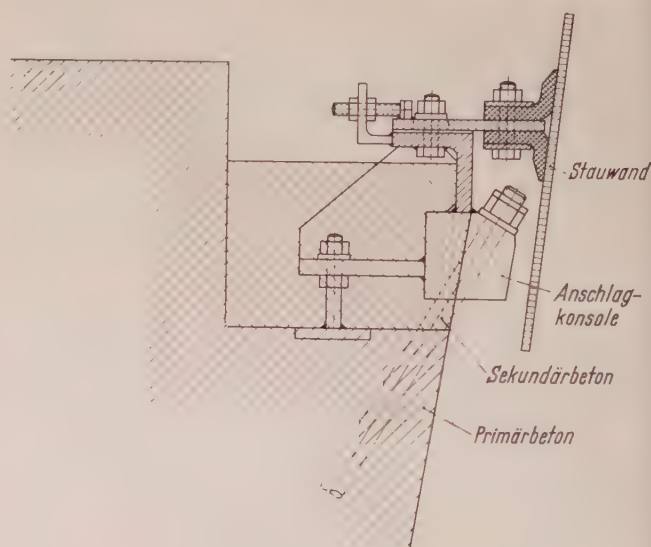


Bild 7. Oberwasser-Längsdichtung

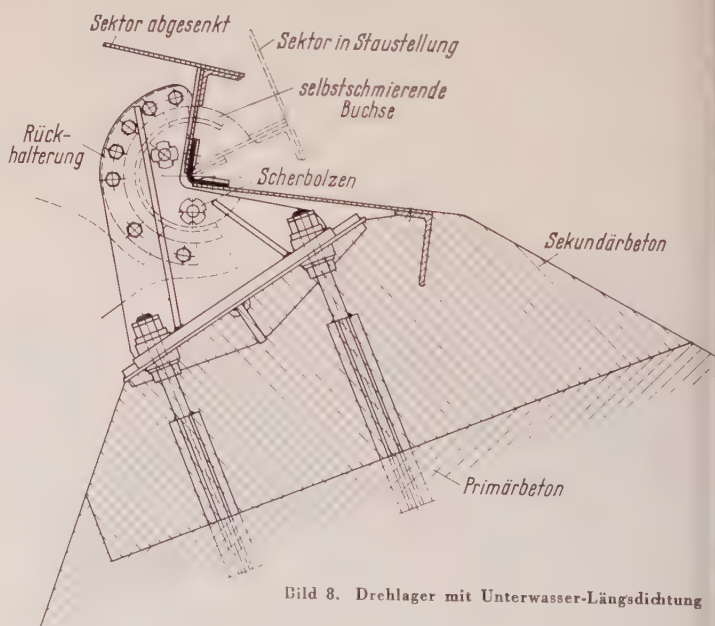


Bild 8. Drehlager mit Unterwasser-Längsdichtung

Von Stauklappen her waren sogenannte Segment-Drehlager bekannt, deren Anwendung aber konstruktiv Schwierigkeiten bereitet, wenn der Drehwinkel und die aufzunehmenden Kräfte sehr groß sind, dagegen hat die durchgehende Banddichtung dieser Lager den Vorteil,

daß sie keine Schlaufe bildet, da sie im ideellen Drehpunkt des Lagers liegt und bei Bewegungen des Verschlusskörpers nur Biegebeanspruchungen um ihre Längsachse ausführt [4].

Die Lager bestehen im Wesentlichen aus den beiden Wangen, die auf einer Grundplatte aufgeschweißt und seitlich durch eingeschweißte Rippen abgestützt werden. Der Lagerbolzen aus St. 52 wird zwischen den Wangen durch zwei durchgehende Scherbolzen aus St. 60 gehalten, die derart angeordnet sind, daß ihre Verbindungslinie etwa senkrecht zur größten Lagerdruckresultierenden liegt. Lagerwangen und -bolzen wurden soweit sektorförmig ausgenommen, daß der Drehwinkel des Verschlusses gewährleistet ist und die ideale Drehachse freibleibt. Auf den Bolzen setzt sich der Rahmen mit einer in die Lagerachse eingelegte Buchse aus Deva-Metall — einem selbstschmierenden Material aus Bronze und Graphit — auf.

Für die Aufnahme von Zugkräften sind an die Lagerwangen konzentrisch zum Bolzen Segmentringe angeschraubt, welche die Lagerschale des Rahmens von außen umgreifen.



Bild 9. Drehlager mit unterem Teil des abgesenkten Sektors (Modellaufnahme Rheinstahl Union Brückenbau)

Zur Verankerung im Beton wurden je 4 Lager Haltebolzen in je 4 im Primärbeton nach Schablone eingesetzte Rundstähle eingeschweißt. Die Lager wurden dann auf einer Auflagerplatte mit Hilfe von Langlöchern in ihrer Grundplatte ausgerichtet und verschraubt. Zur Schubsicherung wurden nach dem genauen Ausrichten sämtlicher Lager die Grundplatte auf den größeren Auflagerplatten durch Knaggen fixiert (Bild 8). Bild 9 zeigt eine Modellaufnahme eines Lagers mit dem unteren Rahmenteil bei aufgerichteter Verschlussstellung.

5.4 Seitenschilde

Die als freitragende Konstruktion ausgeführten Seitenschilde bestehen aus einem remanitplattierten Blech, dessen Fläche etwas größer ist als die Querschnittsfläche des Verschlusskörpers, so daß die Seitendichtung des Abfallbodens auf dem ganzen Senkweg ungehindert darauf gleiten kann.

Sie wurden durch horizontale Träger ausgesteift, die mit Rücksicht auf Temperaturdehnungen verschieblich auf dem Beton gelagert wurden. Die untere Kante der Seitenschilde wurde direkt im Beton eingebunden, während die beiden anderen Kanten mit Gummiwinkeln gegen die im Beton verlegten Kantenschutzwinkel abgedichtet wurden. Nach Oberwasser hin springen die Seitenschilde so weit gegen die Pfeilerwand zurück, daß die Seitendichtung, gegen die Strömung geschützt, daran befestigt werden konnte.

Die Horizontalstöße der Seitenschilde wurden durch korrosionsbeständige Senkschrauben miteinander verbunden, um ein einwandfreies Gleiten der Abfallboden-Seitendichtung zu garantieren.

6. Zusammenfassung

Die bei Sektorverschlüssen erforderliche große Genauigkeit insbesondere in der, den Zylindermantel bildenden Stauwand, konnte dadurch erreicht werden, daß die Querrahmen in Schablonen mit einer Toleranz von ± 1 mm geschweißt wurden und so konstruiert waren, daß die mit Vertikalspannen ausgesteiften Stauwand- und Abfallbodenbleche auf den Obergurten der Rahmen angeschweißt werden konnten.

Bereits während der Vormontage im Werk, bei der die Konstruktion zusammengeschraubt wurde, ergab sich für die 40 m langen Verschlusskörper eine max. Toleranz von etwa $1/1500$ bezogen auf den Radius von 7,25 m. Diese Genauigkeit wurde auch nach Ausführung der Baustellen-Schweißnähte beibehalten.

Die hier beschriebene Konstruktion hat gegenüber den früher üblichen Nietkonstruktionen den Vorteil, daß sie absolut dicht ist, ein geringeres Gewicht ermöglicht und wegen der einfachen und klaren Konstruktionselemente leichter unterhalten werden kann.

Schrifttum

- [1] J a m b o r, F.: Mögliche Erhöhung und Entwicklung der festen Wehrschwelle, sowie Gestaltung der damit verbundenen Wehrkonstruktion, im besonderen des Sektorwehres. Die Bautechnik 36 (1959) H. 6 und 8.
- [2] W i c k e r t, G.: Das erste geschweißte vollhydraulische Sektorwehr. Schweißen und Schneiden 12 (1960) H. 5.
- [3] W i c k e r t, G., A n n e m ü l l e r, H.: Fortschritte in der Entwicklung der Sektorsteuerung. Die Wasserwirtschaft (1960) H. 3.
- [4] Patentschrift 1 071 598, Kl. 84 a/3/10 Abgedichtetes Bolzendrehlager für klappenartige Wasserverschlusskörper, insbesondere für Sektorverschlüsse, vom 9. Juni 1960.

Überlaufsegmente mit dem bisher höchsten Stau

Von Dipl.-Ing. Otto Rohde, Dortmund

DK 627.833

1. Allgemeines

Etwa 300 km nord-östlich von Bagdad, unweit der iranischen Grenze, läßt die Regierung des Iraks den Staudamm Derbendi-Khan errichten.

Der Diyala-Sirwan-Fluß, ein linker Nebenfluß des Tigris, wird durch einen bis zu 135 m hohen Steinschütt-Damm angestaut. Der dadurch entstehende Stausee hat bei Normalstau eine Fläche von 120 km² und einen Stauraum von etwa 3 Milliarden m³; davon sind 2,5 Milliarden m³ nutzbares Stauvolumen. (Das Einzugsgebiet bis zum Staudamm ist 17,850 km² groß.)

Durch die Errichtung dieses Bauwerkes soll das Land vor Hochwasser geschützt und eine planmäßige Bewässerung erzielt werden. Ferner werden alle für eine zukünftige Krafterzeugung erforderlichen Einrichtungen vorgesehen. Die Gesamtplanung dieses großen Objektes liegt in den Händen des Amerikanischen Ingenieur-Büros Harza, Chicago.

Die Arbeitsgemeinschaft Fried. Krupp, Rheinhausen, und Rheinstahl Union Brückenbau AG., Dortmund, erhielten auch den Auftrag auf die Lieferung und Montage der Panzerung der drei Umleitungs-

stollen (\varnothing 9,0 m 8,0 m und 4,267 m) sowie der drei Zuleitungen zum Krafthaus einschließlich der drei Hosenrohre (Gesamtgewicht rd. 2400 t).

2. Hochwasser-Entlastung

Die Hochwasser-Entlastungsanlage ist an der rechten Dammseite angeordnet. Sie besteht aus einem Hochwasser-Überlauf, der bei Normalstau 5700 m³/s und bei höchstem Hochwasser 11 700 m³/s in das Unterwasser abführen kann. Um einen Begriff von der Größenordnung dieser Abflußmenge zu geben, sei als Vergleich die mittlere Wasserführung des Rheines bei Köln mit rd. 2000 m³/s angeführt.

Der Scheitel der abgerundeten Überlaufkrone liegt 15 m unter Normalstau. Der Überlauf von 45 m Gesamtbreite wird durch zwei Zwischenpfeiler in drei Öffnungen von je 15 m Lichtweite unterteilt. Die Überlaufkrone, die Seiten- und Zwischenpfeiler sowie die etwa 300 m lange Schußrinne zum Unterwasser, sind in Stahlbetonkonstruktion ausgeführt.

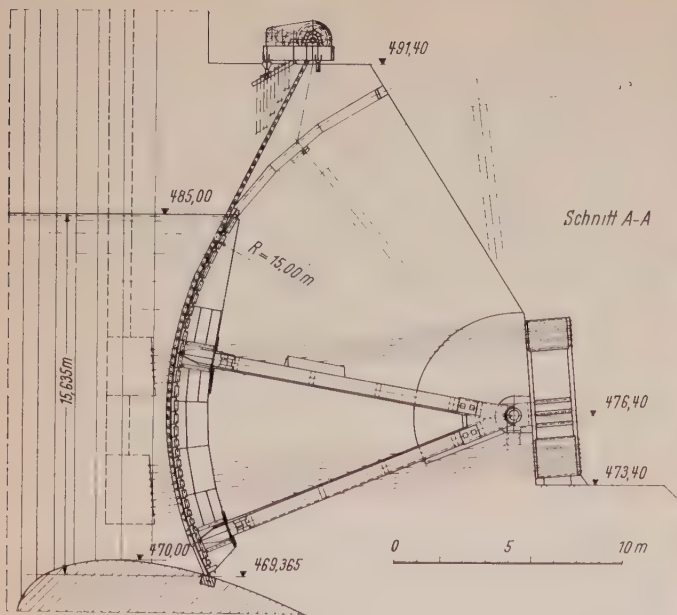


Bild 1. Segmentschütz Derbendi-Khan, Lichte Weite 15,0 m, lichte Höhe 15,95 m Querschnitt

3. Überlaufschütze, Abmessungen und Belastungen

In den drei Überlauföffnungen sind Segmentschütze als Verschuß- und Regulierorgane angeordnet. Bild 1 zeigt einen Querschnitt durch eines dieser Schütze. Die Sohlscneide liegt in Schließstellung hinter der Überlaufkrone auf dem Abfallrücken etwa 15,65 m unter Normalstau, der obere Schützrand 0,3 m darüber. Die Bauhöhe des Schützes beträgt somit fast 16,00 m (Bild 2 u. 3).

Beim Entwurf der Schütze war außer dem Belastungsfall „Normalstau“ ein um 2 m erhöhter „Überstau“ als besonderer Belastungsfall zu berücksichtigen. Der Wasserspiegel liegt bei 2 m Überstau 1,7 m über Oberkante Schütz. Das Schütz wird dabei also überströmt.

Der gesamte Wasserdruck auf die Stauwand eines Schützes beträgt bei Normalstau rd. 1800 t, bei Überstau rd. 2300 t.

4. Material und zulässige Spannungen

Als Material für die Stahlkonstruktion wurde Baustahl St 52 gewählt. Für die Berechnung gelten die US-amerikanischen AISC-Vorschriften. Die zulässigen Zug- und Biegespannungen waren bei Normalstau mit 30 % der Mindestbruchfestigkeit festgelegt. Für St 52 ergab sich damit eine zulässige Spannung von 1560 kg/cm². Bei Überstau betrug die zulässige Spannung 2075 kg/cm².

5. Konstruktive Ausbildung

Die Schütze wurden in überwiegend geschweißter Bauweise hergestellt. Im einzelnen galten folgende Regeln:

Sämtliche Werkstatt-Verbindungen wurden geschweißt, bei der Baustellen-Montage wurden nur die Stauwandstöße geschweißt. Alle übrigen Montage-Verbindungen und -Stöße wurden genietet, in Einzelfällen geschraubt hergestellt.

Die zylindrische Stauwand mit einem Krümmungsradius von 15 m ist im oberen Teil 8 mm und im unteren Teil 10 mm dick. Die Stauwand eines Schützes wird aus 12 einzelnen gekrümmten Tafeln von 7,5 m Länge und etwa 2,8 m Höhe gebildet. Eine dieser Stauwandtafeln ist auf Bild 2 und 3 bei der Vormontage deutlich zu erkennen.

Die Tafeln werden auf der Baustelle stumpf miteinander verschweißt. Es sind dabei fünf horizontale Schweißnähte von 15 m Länge und eine Vertikalnaht in Schützmitte zu ziehen.

Die Stauwand ist durch horizontal angeordnete ungleichschenklige Winkel ausgesteift. Mit dem von oben nach unten zunehmenden Wasserdruck wird der gegenseitige Abstand der Aussteifungen geringer (Bild 1). Bild 4 zeigt die Stauwand mit den Aussteifungen bei der Vormontage. Die Aussteifungen sind bereits mit der Stauwand verschweißt. Wie die Stauwandtafeln werden auch die Winkel in Schützmitte auf der Baustelle gestoßen. Um die Verformung in der Stauwand möglichst klein zu halten, sind die Längsschweißnähte der Aussteifungen unterbrochen ausgeführt, wobei die Länge der



Bild 2. Räumliche Vormontage des Segmentschützes, Ansicht schräg von vorn



Bild 3. Räumliche Vormontage des Segmentschützes, Ansicht schräg von hinten

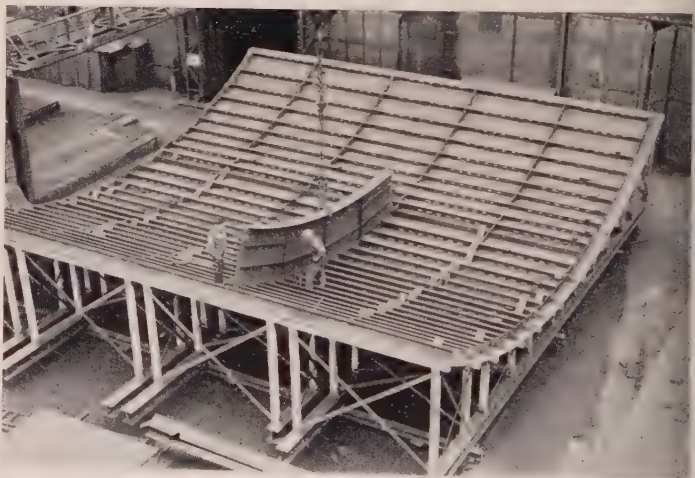


Bild 4. Vormontage der Stauwand in Wannenlage

Unterbrechung gleich der Nahtlänge ist. Die angeschweißten Winkelschenkel sind an den Stellen der Schweißnaht-Unterbrechungen ausgeklinkt, so daß sich in den Ecken zwischen Aussteifung und Stauwand kein Regenwasser oder Schmutz ansammeln kann.

Die Stauwandsteifen stützen sich als Durchlaufträger auf den sechs Vertikalträgern ab. Die Vertikalträger sind Zwei-Stütz-Träger mit Kragarmen. Sie geben ihre Auflagerkräfte an die zwei horizontalen Hauptträger vormontiert. Auf Bild 5 werden gerade die Vertikal- und der Horizontal-Träger vormontiert. Die Stegbleche der Vertikal- und der Horizontal-Träger sind bis zu 1,6 m hoch und 8 bis 14 mm dick. Die unterwasserseitigen Gurte sind Breitflachstähle von 300 mm Breite, die oberwasserseitigen Gurte werden durch die Stauwand

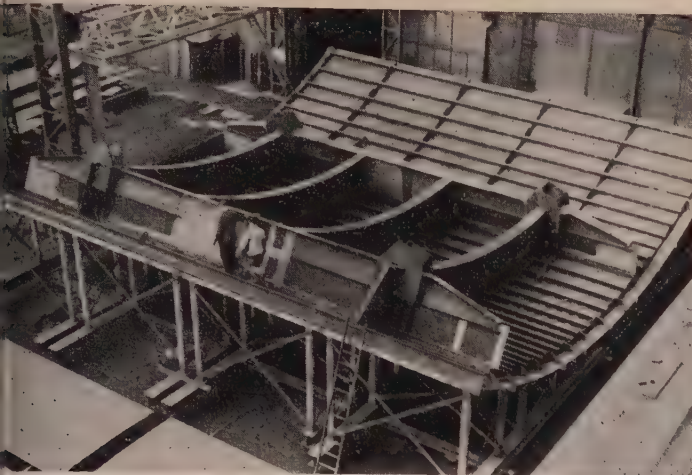


Bild 5. Vormontage der Horizontal- und Vertikalträger in Wannenlage

gebildet. In alle Stegbleche sind etwa 200 mm von der Stauwand entfernt Längsstöße angeordnet. Sie werden auf der Baustelle als genietete Laschenstöße ausgeführt. Die Laschen für die Stegblech-Längsstöße sind in viele Einzellaschen aufgelöst, die zwischen den Stauwand-Aussteifungen angeordnet sind (Bild 1). Die Horizontalträger geben ihre Auflagerkräfte, die bis zu 600 t je Auflager betragen können, an die vier Stützarme ab. Die Stützarme sind im Grundriß gesehen schräg angeordnet und stützen die Hauptträger etwa in den Fünftelpunkten ab. Die geeigneten Stützarme werden allgemein den parallel zu den Seitenpfeilern angeordneten Armen vorgezogen. Durch die geneigte Anordnung läßt sich erreichen, daß die Biegelinie der Horizontalhauptträger im Auflagerpunkt tangential zur Trägerachse verläuft, d. h. es treten keine Verdrehungen im Stütz-

armanschlußpunkt und damit keine Biegemomente im Stützarm auf. Außerdem werden die maximalen Biegemomente im Hauptträger erheblich vermindert. Die Stützarme sind geschweißte Hohlkästen mit quadratischem Querschnitt von 600 mm Kantenlänge und 24 mm Wanddicke. Die oberen Stützarme erhalten einen dachförmigen Strahlerteiler, der die Wucht des bei Überstau überfallenden Wasserbandes wesentlich reduziert.

Die Stützarme vereinigen sich am Drehlager in einem schweren geschweißten V-Stück. Mit dem V-Stück ist die Stahlgußnabe von 700 mm Außendurchmesser und 95 mm Wanddicke verschweißt. Die Nabe ist mit einer selbstschmierenden Buchse versehen. Die Lagerholzen sind aus St 70 hergestellt, die Oberflächen sind geschliffen und verchromt. Die Lagerbolzen sind seitlich in den eigentlichen Lagerkörpern gelagert und durch Achshalter gesichert.

Die Lagerkörper aus Stahlguß GS 52 sind in einem Stück gegossen und besitzen zum Lagerträger hin bearbeitete Flächen. Eine horizontal unter dem Lagerkörper liegende Fläche gestattet es, den Lagerkörper vor dem Vergießen mit Beton exakt auszurichten.

Die Aufnahme des durch die Schrägstellung der Arme bedingten, senkrecht zum Betonpfeiler wirkenden Seitenschubes erfolgt direkt von den Naben über den Lagerkörper und die selbstschmierenden Zwischenscheiben auf die im Pfeiler einbetonierte und dort verankerte Druckplatte.

Die parallel zur Pfeilerwand wirkende Hauptlagerkraft beträgt maximal 1150 t je Drehlager. Zur Aufnahme dieser außergewöhnlichen großen Einzellast wurde jeder Lagerträger mit je 44 Vorspannkern nach dem Dywidag-Vorspannverfahren im Pfeilerbeton verankert. Die etwa 18 m langen Rundstahllanker wurden mit einer Kraft von 30 t je Anker vorgespannt. Die Gesamtvorspannkraft aller an einem Lagerträger angreifenden Anker ist um etwa 10 % größer als die maximale Lagerkraft aus dem Wasserdruck, so daß ein Abheben des Lagerträgers vom Beton mit Sicherheit verhindert wird.

Verschiedenes

Weitere Aluminium-Verbundstraßenbrücken in den USA¹⁾

Die Zahl der in den Vereinigten Staaten im Bau befindlichen oder fertiggestellten Straßenbrücken aus Aluminium hat sich in diesem Jahr auf 6 erhöht. Diese Brücken zeichnen sich nicht nur durch die Verwendung von Aluminium aus, das hier als tragender Baustoff im Großbrückenbau eingesetzt wird, sondern teilweise auch durch ihre besondere Konstruktionsart. Über die Abmessungen der Brücken und die Konstruktionsgewichte gibt Tafel 1 Auskunft.

Bei den meisten der aufgeführten Bauwerke wurde die Verwendung von Aluminium von den Straßenbauverwaltungen bewußt gefördert, weil man mit dem neuen Baustoff Erfahrungen sammeln

will. Was das Aluminium für den Brückenbau wirtschaftlich interessant macht, ist seine Korrosionsfestigkeit und sein geringes spezifisches Gewicht. Die erste Eigenschaft erübrigt den Anstrich und die Notwendigkeit des regelmäßigen Wiederaanstrichs, was besonders bei aggressivem Klima von Bedeutung ist. Dieser Gesichtspunkt war z. B. bei dem unter Nr. 3 in der Tafel aufgeführten Bauwerk (Long Island, Seeklima!) ausschlaggebend für die Wahl einer Aluminiumbrücke. Das geringe spezifische Gewicht des Aluminiums erleichtert die Montage, ermöglicht leichtere Gründungen und bringt bei größeren Spannweiten, bei denen die Verkehrslasten gegenüber dem Eigengewicht zurücktreten, auch eine absolute Materialersparnis. So wird von der unter Nr. 2 aufgeführten Brücke angegeben, daß eine

¹⁾ Nach Engineering News Record 166 (1961), 8. Juni, S. 30; 166 (1961), 4. Mai, S. 24; 164 (1960), 21. Jan., S. 38; 160 (1958), 4. Sept., S. 25.
Bild 2 nach Aluminium 37 (1961) H. 8, S. 504.

Tafel I. In den USA in neuerer Zeit erstellte Aluminiumbrücken

Nr.	Ort	Konstruktionsart	Datum der Fertigstellung	Anzahl	Länge	Breite	Bauhöhe	Gesamtgewicht	Flächengewicht
1)	Nassau County, New York	Vollwandträger	Mitte 1960	2	24,4 m (79,75 ft)	36,6 m (120 ft) und 34,9 m (114,5 ft)	1,22 m (4 ft)	zus. 122 t (270 kip)	68,4 kg/m ² (14 psf)
2)	Appomattox River, Virginia	Dreieckszellen ohne Bodenblech	August 1961	1	29,6 m (97 ft)	7,3 m (24 ft)	1,47 m (4 ft 10 in)	22 t *) (48 kip)	—
3)	Amityville, Long Island	Dreieckszellen mit Bodenblech	Herbst 1961	2	9,4 + 23,2 + 23,2 + 9,4 = 64,6 m (30 + 76 + 76 + 30 = 212 ft)	29,2 m (96 ft)	1,07 m (3,5 ft)	je 165 t (365 kip)	85,5 kg/m ² (17,5 psf)
4)	Patapsco River, Maryland	Dreieckszellen mit Bodenblech	Herbst 1961	1	3 × 30,5 = 91,5 m (3 × 100 = 300 ft)	12,2 m (40 ft)	—	—	—

*) einschließlich Fahrbahn, alle anderen Gewichtsangaben nur für Aluminiumkonstruktion.



Bild 1. Montage der Appomattox-Brücke

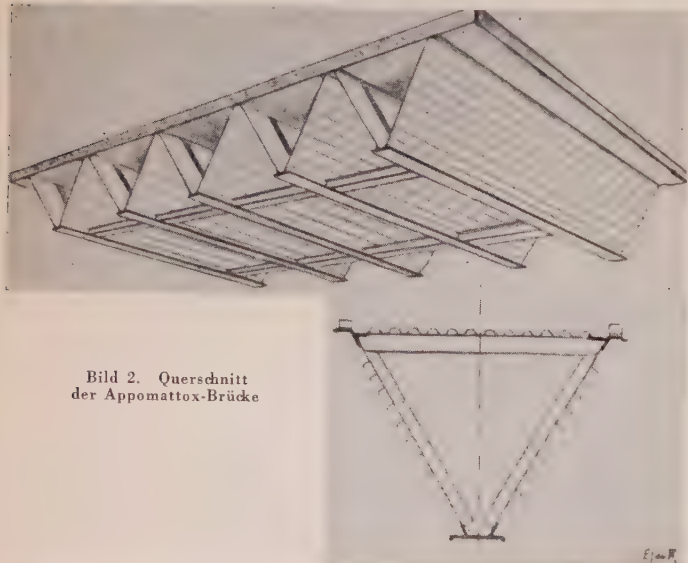


Bild 2. Querschnitt der Appomattox-Brücke



Bild 3. Montage der Nassau-County-Brücke

preislich vergleichbare (93 900 \$) Ausführung in Stahl 85 t (187 kip) gewogen hätte, gegenüber 22 t (48 kip) der Aluminiumausführung (88 771 \$). Das Verhältnis der spezifischen Gewichte Stahl:Aluminium beträgt 2,9:1, die obigen Konstruktionsgewichte verhalten sich wie 3,9:1.

Wie aus der Übersicht schon hervorgeht, sind bisher zwei verschiedene Typen von Aluminiumbrücken ausgeführt worden. Einmal die Vollwandträgerbrücken (Nr. 1 der Tafel) durchaus konventioneller Bauart, zum anderen die Brücken in mehrzelliger Kastenbauweise. Dieser Bautyp wurde in den letzten Jahren von der Kinetics Division der Fairchild Engine & Airplane Corp., jetzt International Aluminium Structures, entwickelt und propagiert. Einzelheiten seiner Konstruktion und an einem Prototyp gewonnene Versuchsergebnisse wurden ausführlich in dieser Zeitschrift beschrieben²⁾. Die unter Nr. 3 und 4 in Tafel 1 aufgeführten Brücken entsprechen im wesentlichen diesem Prototyp, jedoch mit dem Unterschied, daß die Fahrbahnplatte nicht ein durch querlaufendes Trapezwellblech ausgesteiftes Blech ist, sondern direkt aus längs- und querlaufendem Trapezwellblech besteht, das nur in größeren Abständen quer ausgesteift ist. Die Höhe des Dreiecks beträgt 1,07 m, seine

Basisbreite 2,14 m; das Wellblech der Fahrbahnplatte hat eine Dicke von 0,77 mm, die Stegbleche haben etwa 2 mm, das Bodenblech 2,6 mm Dicke. Die Montagestöße verliefen oben an den Ecken des Dreiecks, unten in der Mitte zwischen zwei Spitzen, so daß die in der Fabrik hergestellten Einzelträger den Querschnitt eines auf der Spitze stehenden, unterstrichenen Dreiecks (\triangle) hatten.

Die Appomattox-Brücke (Nr. 2 und Bild 1 und 2), besteht zwar auch aus Hohlträgern mit dreiecksförmigem Querschnitt (Höhe 1,27 m), Basisbreite 2,07 m, jedoch sind diese nicht durch ein Bodenblech verbunden, sondern durch Abstandsbolzen. Die Stegbleche (2,54 mm) sind sowohl innen (quer) als auch außen (längs) sehr dicht ausgesteift. Das hat zur Folge, daß 65 %! des Konstruktionsgewichtes durch stranggepreßte Profile gebildet wird. Die Fahrbahnplatte besteht wieder aus längs- und querlaufendem Trapezwellblech.

Als Verbindungsmittel bei allen oben beschriebenen Brücken dienen kaltgeschlagene Nieten aus dem Grundmaterial, das die warmbehandelte Legierung 6061-T6 (Al-Gehalt 98 % Gewicht) ist. Sie dürfte etwa der deutschen Legierung AlMgSi1 entsprechen. Als Fließgrenze des 6061-T6 Aluminiums werden 2800 kg/cm², als Bruchgrenze 3200 kg/cm² angegeben.

Die Vollwandträgerbrücken (Nr. 1 und Bild 3) sind zwar in ihrem prinzipiellen Aufbau konventionell, vielleicht sind jedoch einige technische Daten erwähnenswert: Die Höhe der Träger ist 1,22 m, gegenüber 0,92 m einer vergleichbaren Stahlbrücke. Für die Flanschwinkel wurden besondere Strangpreßformen entwickelt, deren Austrittsöffnung mit 100 cm² als die größte in den USA für nichtmilitärische Zwecke hergestellte angegeben wird. Um Stöße zu vermeiden, wurden die Winkel zudem für die volle Trägerlänge (24 m) in einem Stück gepreßt. Für die in der Fabrik hergestellten Verbindungen wurden kaltgeschlagene Nieten (6061-T6) von 19 mm ϕ verwendet, die Baustellenverbindungen wurden mit Hilfe von aluminiumüberzogenen Stahlschrauben hergestellt.

Bei allen Brücken wurde möglichen Korrosionserscheinungen zwischen Beton und Aluminium sowie Stahl und Aluminium durch einen Zinkchromatanstrich der Aluminiumkonstruktion vorgebeugt. Besondere Sorgfalt wurde auf eine gründliche Verdübelung von Beton und Fahrbahnblech verwendet, da infolge der ungleichen Wärmeausdehnung von Beton und Aluminium zusätzliche Schubkräfte auftreten.

D. Feder, Stuttgart

²⁾ Feder, D.: Die Fairchild-Aluminium-Brücke. Stahlbau 28 (1959) H. 9, S. 257/59.

Tagungen

Große Schweißtechnische Tagung 1961 und

5. DVS-Fachschau „Schweißen und Schneiden“ in Essen

Die diesjährige Große Schweißtechnische Tagung vom 5. bis 8. September fand in Verbindung mit der 5. DVS-Fachschau „Schweißen und Schneiden“ in Essen statt. Bei der Eröffnungsfeier konnte der Präsident des DVS, Direktor Dr.-Ing. E. h. Dipl.-Ing. A. G a b b e r g e r, über 3000 Fachkollegen, darunter zahlreiche ausländische Gäste, willkommen heißen.

Die Festansprache mit dem Thema „Neuzeitliche Feinkornstähle, Kritische Betrachtung ihrer Schweißbeignung“, hielt Dr.-Ing. K. B o r n, Mülheim/Ruhr. Für die besonderen mechanisch-technologischen Eigenschaften der Feinkornstähle, wie z. B. niedrige Übergangstemperatur, sind nicht das Feinkorn, sondern Aluminium-Nitrit-Ausscheidungen im Stahl die wesentliche Ursache, die vermutlich zusätzliche Versetzungen bilden, durch welche die Gleitverformung unter mehrachsigen Spannungen begünstigt wird. Selbst höhere Phosphorgehalte, die bei Grobkornstählen eine versprödenende Wirkung ausüben, bewirken bei Feinkornstählen gleicher chemischer Zusammensetzung keine Einbuße an Verformungsvermögen, so daß offenbar durch die Nitritausscheidungen über die durch Phosphor blockierten Versetzungen hinaus noch genügend wirksame Gitterstörstellen vorhanden sind. Von diesen submikroskopischen Ausscheidungen, zu denen auch Sonderkarbid zu rechnen ist, hängt die Schweißbeignung der Stähle ab. Es wurde an Hand von Versuchen der Einfluß verschiedener Legierungsbestandteile, wie Mangan, Vanadium, Titan beschrieben. Als Abschluß der neueren Entwicklungsarbeiten, deren Ziel es war, den klassischen St 52 durch Erhöhung der Streckgrenze, Erniedrigung der Übergangstemperatur und Vermeidung der Rißbildung im Schweißnahtübergang zu verbessern, sind in Deutschland drei besonders kohlenstoffarme Feinkornstähle (0,12 % bis 0,20 % C) erzeugt worden, deren Streckgrenze σ_s bei 46 kg/mm² liegt.

Höhepunkt der Tagung war die Vortragsveranstaltung¹⁾ unter dem Generalthema „Die Schweißtechnik im Zeichen neuzeitlicher Verfahren und Werkstoffe“. Die Vorträge waren nach einzelnen Fachgebieten zusammengefaßt.

Innerhalb der Gruppe „Metallurgische Fragen beim Verschweißen von Stählen“ sprach zunächst Obering. Dr.-Ing. W. H u m m i t z s c h, Hamm/Westf., über „Das Schweißen von Feinkornstählen mit Handelektroden, unter Schutzgas und Pulver“. Zur Zeit gibt es etwa 35 Grundtypen und 77 Sondertypen von Feinkornstählen, zu denen jeweils 3 und 6 Typen in letzter Zeit hinzugekommen sind. Mit Rücksicht auf die Mannigfaltigkeit des Angebots ist man bestrebt, möglichst viele Eigenschaften der verschiedenen Feinkornstähle in den Schweißen der Zusatzwerkstoffe zu vereinigen. Für das Lichtbogenschweißen mit Handelektroden eignen sich besonders kalkbasisch umhüllte Elektroden, wobei auf die Güterwerte der Schweißverbindung die Blechdicke von Einfluß ist. Eine Naht an Blechen von 5 bis 15 mm Dicke ergibt höhere Festigkeitswerte, als an Blechen von 20 oder mehr mm Dicke. Neben dem Schutzgasschweißen nach dem MIG-Verfahren, das sehr hohe Zähigkeitswerte der Schweißverbindungen ergibt, wird vor allem das UP-Schweißen verwandt, bei dem hohe Zähigkeitswerte in der Naht durch Viellagenschweißung bei einem Drahtdurchmesser von 4 oder 5 mm erzielt werden können. Von besonderer Bedeutung ist der Zubrand von Mangan und Silizium, der bei verschiedenen Pulvern untersucht wurde.

Über „Schweißen von Vergütungsstählen“ sprach Dr.-Ing. J. M e n n e n, Hattingen/Ruhr. Als Vergütungsstahl wird ein Stahl bezeichnet, der durch Härten und nachfolgendes Anlassen auf höhere Temperaturen eine hohe Zähigkeit bei gleichzeitiger hoher Festigkeit aufweist. Durchgeführte Schweißversuche an 150 mm dicken neu entwickelten, vergüteten Stählen von 60 bis 75 kg/mm² Festigkeit und an 25 und 50 mm dicken Vergütungsstählen von 65 bis 80 kg/mm² Festigkeit zeigten, daß das Schweißen dieser Stähle trotz der Wärmebeeinflussung durch den Schweißvorgang bei Beachtung der für hochwertige Nähte maßgebenden Grundregeln ebensogut wie das anderer hochfester Baustähle möglich ist.

„Erfahrungen mit dem Einschweißen von Rohren in Sammler und Kesseltrommeln verschiedener Stahlqualitäten“, teilte Obering. W. M ü l l e r, Gummersbach/Rhld., mit.

Innerhalb der parallellaufenden Vortragsgruppe „Neuentwicklungen der Autogenverfahren und ihre Randgebiete“ sprachen Dipl.-Ing. Dr. G. W e i r i c h, Saarbrücken, über „Mechanisierung der Lötverfahren“, Obering. Dipl.-Ing. H. G. K u n z, Köln-Deutz, über „Der wirtschaftliche Einsatz maschineller Schweißverfahren“, wobei das Hauptanwendungsgebiet das Schweißen von Feinblechen, die Herstellung geschweißter Rohre bis 8 mm Wanddicke und das Preßschweißen von Baustählen, Profilstählen und Rohren ist, Prof.

Dr.-Ing. J. C o l b u s, Saarbrücken, über „Gasschweißen von Sphäroguß“ und Direktor Dr.-Ing. H. v o n H o f e, Duisburg, in Zusammenarbeit mit Ing. H. W i r t z über das Thema „Beitrag zur Klärung der Ursachen für die Aufhärtung beim Brennschneiden“. Die Aufhärtung wurde als Folge einer Kohlenstoffdiffusion aus der Brennschmelze erklärt, da die Verbrennungsgeschwindigkeit des Eisens größer ist als die des Kohlenstoffes, und die Diffusionsgeschwindigkeit des Kohlenstoffes in Eisen wiederum größer ist als seine Verbrennungsgeschwindigkeit. Der beobachtete Einfluß verschiedener Brenngase soll noch untersucht werden.

Die Vortragsgruppe „Erkenntnisse und Erfahrungen für den Praktiker“ umfaßte die Vorträge von Fabrikant H. K r e y e n b e r g, Duisburg, „Erkenntnisse und Richtlinien für das Schweißen in handwerklichen Betrieben“, der vor allem die für das Schweißen maßgebenden Vorschriften umriß, von Schweißfaching. H. W i r t z, Aachen, „Wirtschaftlichkeitsfragen beim Einsatz der Schweißtechnik im Handwerksbetrieb“, der auf die werkstatt-technische Planung, schweißgerechte Formgebung, Elektrodenauswahl usw. einging, von Obering. Dr.-Ing. H. H. G r i x, Stuttgart, „Die Bedeutung der Autogentechnik für das Handwerk“ und von Baurat a. D. Dipl.-Ing. R. T h o m a, Aachen, „Das richtige Schweißgerät für das Lichtbogenschweißen im Kleinbetrieb“.

Die Vorträge der Gruppe „Halbmaschinelle und maschinelle Verfahren für das Verschweißen von Stählen und NE-Metallen“ eröffnete Prof. Dr.-Ing. A. H. H e n n i n g, Aachen, mit seinem Beitrag „Schutzgasschweißen mit abschmelzender Elektrode unter Berücksichtigung des Einflusses der Gase, Gasgemische und Zusatzwerkstoffe auf die Naht und die metallurgische Qualität“. Nichteisenmetalle und legierte Stähle werden unter Edelgasen verschweißt, während bei niedriglegierten Stählen auch die billigeren mehratomigen Gase verwandt werden. Hohe Schweißleistung bei gutem äußeren Nahtbild und gute mechanische Eigenschaften lassen das Schutzgasschweißen mit abschmelzender Elektrode immer mehr in den Vordergrund treten.

Der folgende Vortrag von Direktor Dr.-Ing. E. K a u h a u s e n, Düsseldorf, in Zusammenarbeit mit Ing. P. M ü l l e r, behandelte „Problematische Fragen auf dem Gebiet der UP-Schweißung“. In dem Vortrag kam zum Ausdruck, daß es nun an der Zeit wäre, durch Aufstellung einer Norm eine gewisse Ordnung in die Draht- und Pulversorten zu bringen, wobei vor allem eine Klassifizierung der Pulver von besonderer Bedeutung wäre. Einen Anhalt bietet zur Zeit der sogenannte Basizitätsgrad der Pulver, allerdings besteht über die maßgebende Formel zu seiner Errechnung keine Einigkeit. Der Zusammenhang des Basizitätsgrades mit dem beim Schweißen erreichten technologischen Eigenschaften der Schweißverbindung wurde aufgezeigt und der Einfluß verschiedener Elemente, wie Phosphor und Silizium in Draht, Pulver und Schweißgut untersucht.

Nach dem Vortrag von Bundesbahnberrat Dipl.-Ing. J. L e d e r, Hannover, über „Maschinelles Auftragsschweißen von Kohlenstoffstählen höherer Festigkeit“ sprach Dipl.-Phys. K. H. S t e i g e r w a l d, Oberkochen, über das „Elektronenstrahlschweißen“. Mit diesem neuartigen Verfahren, bei dem die Elektronen beim Auftreffen auf das Werkstück praktisch ihre gesamte Energie in Form von Wärme abgeben, können Stähle bis 25 mm Dicke verschweißt werden. Infolge der hohen Energiedichte ist eine Übergangszone fast nicht vorhanden und infolge der sehr kurz gehaltenen Zeiten, während der sich der bearbeitete Werkstoff auf hoher Temperatur befindet, lassen sich Eigenspannungen und damit ein Verzug der Teile fast ganz vermeiden. Die Festigkeit von vorbehandelten Vergütungsstählen bleibt beim Elektronenschweißen erhalten. Die wichtigste Eigenschaft des neuen Verfahrens ist jedoch die Durchdringungsfähigkeit der Elektronenstrahlen, die es gestattet, auch an völlig verdeckten Stellen oder in von außen nicht zugänglichen Räumen zu schweißen. Ermüdungsversuche ergaben Werte, die nahe bei denen für ungeschweißte Proben lagen. Neben dem Schweißen kann auch mit dem Elektronenstrahl getrennt werden, wobei hier im Gegensatz zum Brennschneiden ein Schmelzschnitten vorliegt und außerdem gefräst werden, wobei der Werkstoff infolge der gesteuerten hohen Energiedichte verdampft.

Die Vorträge der Gruppe „Gütefragen bei Schweißverbindungen“ eröffnete der Beitrag von Prof. Dr.-Ing. habil. A. M a t t i n g und Obering. Dr.-Ing. H. W o l f, Hannover, „Zur Beurteilung der Lebensdauer angerissener Bauteile“. Wenn es gelingt, die Gesetzmäßigkeit zwischen Rißausbreitung und Einflußgrößen bei schwingend beanspruchten Bauteilen zu erfassen, wird es nach Meinung der Verfasser vielleicht auch möglich sein, angerissene Teile noch begrenzt zu verwenden. Als Ursache für die Rißbildung kommt vor allem Kerbwirkung in Betracht. Die Verfasser untersuchten die Dauerfestigkeit in Abhängigkeit vom Kerbradius und stellten dabei fest, daß bei etwa 0,2 mm Kerbradius ein Minimum erreicht wird, unterhalb dessen die Dauerfestigkeit wieder ansteigt. In der Diskussion wurde darauf hingewiesen, daß für diesen Effekt vielleicht andere Einflüsse, wie etwa die Kaltverfestigung, die sich beim Her-

¹⁾ Die Vorträge werden als Band 23 der Fachbuchreihe „Schweißtechnik“ vom Deutschen Verlag für Schweißtechnik G.m.b.H., Düsseldorf, herausgegeben.

stellen der Kerben einstellen kann, verantwortlich sein können. Definiert man als Rißgeschwindigkeit die Rißlänge im Verhältnis zur Lastspielzahl, so zeigt sich, daß die Rißgeschwindigkeit linear mit der Spannung anwächst (die Rißtiefmessung läßt sich z. B. durch Ultraschall leicht feststellen). Für Rechteckquerschnitt und konstante Dauerbelastung wurde der Zusammenhang zwischen Lastspielzahl und Rißausbreitung formelmäßig erfaßt. Jedoch war bei einer bestimmten Amplitude die rechnerisch ermittelte Rißlänge größer als die im Versuch. Ein Zusammenhang zwischen Rißfortschreiten und der Kerbschlagzähigkeit wurde nicht festgestellt.

Den folgenden Vortrag hielt Dr.-Ing. J. Ruge in Zusammenarbeit mit O. Woesle, München, über „Ergebnisse von Dauerfestigkeits-Untersuchungen“. Zunächst berichtete der Vortragende über Versuche zur Ermittlung der Biegeschwelligkeit von geschweißten I-Trägern mit und ohne Queraussteifung unter Variierung der Aussteifungsform am Schweißnahtübergang Flansch/Steg. Ein Einfluß der Aussteifungsform konnte nicht festgestellt werden. In der Diskussion machte ein Fachkollege darauf aufmerksam, daß bei Untersuchungen in Holland im Gegensatz zu dem Ergebnis des Vortragenden bei Aussteifungen ohne Ausnehmung in den Ecken die Dauerfestigkeit niedriger lag, als bei Aussteifungen mit Ausnehmungen. Die Verdrehwechselfestigkeit von untersuchten geschweißten Rohren betrug nur etwa 75 % der nahtlos gezogenen Rohre. Auch wurde der Einfluß von Zündstellen neben Schweißnähten auf die Dauerfestigkeit an Bauteilen St 37 und St 52 bei Beanspruchung im elastischen Bereich verfolgt. Es zeigte sich eine Rißausbreitung von den Zündstellen her, wobei die Dauerfestigkeit bis 60 % absank. Durch Ausschleifen der Zündstellen bis 0,3 mm tiefer gelang es, diese unangenehme Wirkung zu beseitigen.

Den letzten Vortrag hielt Priv.-Doz. Dr.-Ing. E. Rubo, Butzbach/Hessen, über „Probleme und neue Wege bei der Suche nach zweckentsprechender Güte an Hand schweißtechnischer Beispiele“. Der Verfasser vertrat die Meinung, daß alle Vorschriften und Richtlinien nur der umfassend gehaltene Ausdruck des Empfindens maßgeblicher Fachleute über die Voraussetzung einer Betriebsbewährung sind. Im Zweifelsfalle sollte daher nicht auf Vorschriften, sondern auf das Empfinden von sachverständigen Gremien zurückgegriffen werden, für dessen Meinungsbildung sich Schätzkurven zur Betriebsbewährung oder zum Schadensrisiko auf der Grundlage von Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen als wirksame Hilfe erweisen.

Wie die zum Teil sehr regen Diskussionen bewiesen, fanden die gehaltenen Vorträge großen Anklang.

Die zum 5. Male abgehaltene DVS-Fachschaу „Schweißen und Schneiden“ vom 3. bis 10. September, während der auf 25 000 m² Hallenfläche und 30 000 m² Freigelände 185 Firmen, darunter 23 ausländische, ausstellten, muß als die größte schweißtechnische Fachschau der Welt gelten. Bei den gezeigten Schweißmaschinen und Schweißautomaten wurde das Bestreben deutlich, die Leistungen und die Arbeitsgeschwindigkeiten durch Verbesserungen der Steuerungs- und Regelungstechnik zu steigern und auch möglichst universal verwendbare Geräte zu schaffen. So war eine numerisch gesteuerte Brennschneidmaschine zu sehen, die aus einem Lochband die Informationen für den Schneidvorgang bezieht, aber ebenso gut nach einer Zeichenvorlage arbeiten kann. Die Lochstreifen sind über das normale Fernschreibnetz der Bundespost in alle Länder zu vermitteln. Ein Automat zum Schweißen von Quernähten großer Lagerbehälter auf der Baustelle, der auf der oberen Kante des letzten Behälterschusses läuft, zieht die Nähte gleichzeitig von beiden Seiten. Auf Grund des tiefen Einbrandes können Bleche bis 12 mm Dicke in Stumpfnah ohne Abschrägen oder Auskreuzen geschweißt werden. Auch wurden vollprogrammierte Hochleistungspunktschweißmaschinen gezeigt, die bis 60 mm Gesamtdicke bei einem Schweißpunktdurchmesser von etwa 20 mm verschweißen können. Ein neuer Starkschneidbrenner gestattet, Stahlblöcke bis 2 m Dicke zu schneiden, indem auf halbem Wege eine zweite Heissauerstoffflamme zugeführt wird.

An neuartigen Verfahren, die teilweise auch an Hand der ausgestellten Anlagen vorgeführt wurden, waren zu sehen das Elektronenstrahlschweißen (vgl. hierzu den gehaltenen Vortrag), das Ultraschall-Schweißen, mit dem dünne Folien bis 2,5 mm Einzeldicke verschiedener Materialien, wie etwa Aluminium—Kupfer oder Aluminium—Glas, miteinander verbunden werden können und das hauptsächlich in der Elektroindustrie Verwendung findet, und vor allem die mit dem Plasmastrahl arbeitenden, aus den USA kommenden Verfahren des Plasmaspritzens, des Plasma-Jet-Schneidens und auch des Plasma-Arc-Schweißens. Unter Plasma versteht man den vierten Aggregatzustand der Materie, bei dem die Gas-Atome unter Aufnahme von Wärme im elektrischen Lichtbogen ionisiert sind. Man verwendet im vorliegenden Falle Stickstoff, Wasserstoff oder auch Argon. Bei der Vereinigung der Gas-Ionen mit den frei diffun-

dierenden Elektronen entstehen Temperaturen bis 30 000°. Beim Plasma-Jet-Schneiden schmilzt der aus einer Düse infolge der starken Ausdehnung der Gase mit hoher Geschwindigkeit austretende Plasmastrahl das Material und schleudert die Schmelze durch seine kinetische Energie aus der Schnittfuge. Mit dem Plasmastrahl können alle Werkstoffe, sofern ihr Schmelzpunkt unterhalb 30 000° liegt, geschnitten werden. Die Schnittgeschwindigkeit liegt bei etwa 8 mm Materialdicke bei 10 m/min. Das Plasma-Arc-Schweißverfahren arbeitet mit zwei Lichtbögen, die voneinander unabhängig reguliert werden können und von denen der eine zum Schmelzen des pulverförmig eingeblasenen Zusatzgutes dient, während der andere das Werkstück aufschmilzt. Als Träger der Energie dient hier Argon-Plasma. Das Plasma-Arc-Verfahren wird zur Zeit zur Auftrags-schweißung von sehr harten verschleißfesten Schichten benutzt.

Auf der DVS-Fachschaу waren auch einige Sonderschauen eingerichtet, von denen die DVS-Sonderschaу „Schweißgerechtes Konstruieren“ besonders zu erwähnen ist, die in anschaulicher Weise an Modellen, Zeichnungen und praktischen Beispielen die schweißgerechte Gestaltung von Schweißkonstruktionen auf allen Anwendungsgebieten zeigte.

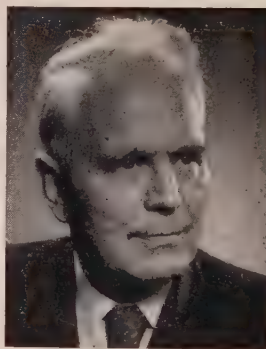
Die DVS-Fachschaу war über den Rahmen der rein kommerziellen Messe hinaus Leistungsschaу für die gesamte Schweißtechnik, einschließlich der Zuberindustrie, und somit Ausdruck der Forschungs- und Entwicklungsarbeit der letzten Jahre.

Dipl.-Ing. G. Lacher

Persönliches

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Albert Dörnen †

Wenn anläßlich des 70. Geburtstages von Professor Dörnen vor 7½ Jahren¹⁾ seitens der Fachwelt der Wunsch und die Hoffnung ausgesprochen wurden, daß es ihm vergönnt sein möge, seine reichen wissenschaftlichen und praktischen Erfahrungen nicht nur seinen Hörern an der T. H. Braunschweig, sondern einem viel größeren Kreis von Fachgenossen im In- und Ausland zugänglich zu machen, so hat der unerbittliche Tod diese von ihm selbst bis zuletzt gehegte



Absicht zunichte gemacht. Bis kurz vor Ausbruch seiner Krankheit, die ihn, der in seinem Leben nie ernstlich krank war, nicht mehr aufstehen ließ, war er rastlos tätig für sein Werk, für Stahlbau-Probleme, die ihn, wenn er sie einmal als wichtig erkannt hatte, nicht mehr losließen und denen er auf den Grund gehen mußte, bis sie für die Praxis reif waren, und nicht zuletzt für seine Familie, der seine ganze Sorge galt. So hatte er nicht mehr die Zeit gefunden, sein tiefes Wissen und seine unschätzbaren Erfahrungen niederzuschreiben. Wir alle bedauern dies, aber wir wissen, daß in seinen Söhnen, die nun sein Erbe antreten, sein Geist weiterleben wird, daß seine Ideen und seine Gedanken in ihnen lebendig bleiben werden und daß die gute Tradition der Brückenbauanstalt Johannes Dörnen von seinen Nachfolgern aufrechterhalten wird.

Als am 6. September 1961 ein sanfter Tod Professor Dörnen vor vielleicht langem Leiden bewahrte, verlor der deutsche Stahlbau eines seiner markantesten Persönlichkeiten. Diesen Verlust werden alle, die das Glück hatten, ihn näher zu kennen oder gar mit ihm befreundet gewesen zu sein, doppelt schmerzlich empfinden, denn über allem Wissen und Können stand der Mensch, der unendlich viel zu geben wußte. Ihm dafür noch einmal an dieser Stelle aus tiefstem Herzen zu danken, ist mehr als Pflicht — ist innerstes Bedürfnis. Sein Andenken werden wir stets in Ehren halten.

Dr.-Ing. W. Wolff

¹⁾ Vgl. Stahlbau 23 (1954) H. 2, S. 47.

Berichtigung zu Páll, G.:

Kalkulationsgrundlagen und Preisermittlung im amerikanischen Stahlbau. Stahlbau 30 (1961), H. 8, S. 225/231.

Für die als Bild 3, 4 und 5 bezeichneten Bilder lauten die richtigen Bildnummern und Bildunterschriften in der obigen Reihenfolge:

Bild 5. Kosten der Nietarbeiten an Stahlskelettbauten

Bild 3. Kalkulationsbogen

Bild 4. Abladungskosten für Stahlkonstruktion

G. Páll

Erfolgreiche

Automaten-Schweißung

durch

OK-Kjellberg



UND

PULVER

Kjellberg-Esab GmbH Solingen

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Fachleute aus aller Welt bei „Schweißen und Schneiden“ in Essen vom 3. — 10. September 1961

Bundeswirtschaftsminister Prof. Erhard hat aus Anlaß des Zusammentreffens der 7. Europäischen Werkzeugmaschinen-Ausstellung in Brüssel und der 5. DVS-Fachschau „Schweißen und Schneiden“ in Essen von der Verbundenheit der Fachleute gesprochen. Diese Erwartung ist durch den Verlauf der Essener Veranstaltung des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik e. V. vollauf bestätigt worden. Der Anteil der ausländischen Fachleute an den 83 250 Besuchern von „Schweißen und Schneiden“ war fast 15%. Die ausländischen Fachbesucher, von denen die meisten auch an der Großen Schweißtechnischen Tagung des DVS teilnahmen, kamen aus 50 verschiedenen Ländern, nämlich aus Ägypten, Argentinien, Australien, Belgien, Brasilien, Bulgarien, Canada, China, Ceylon, Dänemark, England, Finnland, Frankreich, Ghana, Griechenland, Hongkong, Indien, Indonesien, Iran, Irland, Israel, Italien, Japan, Jordanien, Jugoslawien, Kolumbien, Kuwait, Libanon, Lichtenstein, Luxemburg, Mozambique, Neuseeland, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Pakistan, Peru, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Spanien, Südafrika, Syrien, Tschechoslowakei, Türkei, Tunesien, UdSSR, USA, Venezuela.

Wie eng mittlerweile der Zusammenhang und die Verflechtung der technischen Produktionen speziell im westeuropäischen Raum geworden ist, geht am nachdrücklichsten daraus hervor, daß zahlreiche belgische, holländische und französische Firmen ihr schweißtechnisches Fachpersonal geschlossen zum Ausstellungsbesuch nach Essen entsandt hatten, das wieder seinen Ruf befestigt hat, der geeignete Ort für diese größte schweißtechnische Fachschau der Welt zu sein. Den langfristigen Bemühungen des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik e. V. war es gelungen, daß 185 ausstellende Firmen, darunter 23 aus dem Ausland, und zahlreiche Sonder-schauen den neuesten Stand der Schweißtechnik mit einer bisher nicht gesehenen Vielseitigkeit zeigten. 10 Hallen mit 25 000 qm Fläche und ein Freigelände mit rund 50 000 qm wurden in Anspruch genommen.

Im Vordergrund des Interesses standen naturgemäß die Weiter-Entwicklungen und die neuen Sonderverfahren der Schweißtechnik.

Unter dem Zwang zu höherer Wirtschaftlichkeit wurden durch Mechanisierung und Automatisierung teilweise verblüffende neue Lösungen gefunden.

Neben neuen Verfahren (Plasma-Schweißen und -Schneiden, Elektro-Schlacke-Schweißen, Ultraschallschweißen, Elektronenstrahlschweißen usw.) sind bedeutende Verbesserungen, insbesondere beim Schutzgasschweißen (Kohlendioxydschutz, Kurzlichtbogen), beim vollmechanisierten Zwangslagenschweißen, Widerstandsschweißen bei den Brennschneidemaschinen (Steuerungen), bei Zusatzwerkstoffen und Schweißstromquellen, hervorzuheben. Die Autogenverfahren behaupten trotz der breiten Entwicklung der Lichtbogentechnik ihren Platz und boten erhöhte Rentabilität durch Zwei- und Mehrflambrenner an. Auch auf dem Gebiet des Lötens, der Schweißnähtprüfung, der Vorrichtungen und des Zubehörs führte die Essener Fachschau des DVS viele neue Lösungen und Verbesserungen vor. Großem Interesse begegneten die Maschinen und Geräte des Kunststoffschweißens.

Die einmalige Gelegenheit, auf einem Ausstellungsgelände alle wesentlichen Neuheiten an Verfahren, Maschinen, Geräten, Vorrichtungen, Zusatzwerkstoffen und Zubehör beisammen zu haben, nutzt ein Farbfilm, den die Ausstellungsleitung in Auftrag gegeben hatte und der dem Deutschen Verband für Schweißtechnik e. V. für seine umfangreichen Forschungs-, Lehr- und Ausbildungseinrichtungen zur Verfügung gestellt wird.

Da sich eine solche Werks- und Verkaufsausstellung nicht in der Aufgabe, technische Spitzenleistungen vorzuführen, erschöpfen kann, hat der Deutsche Verband für Schweißtechnik e. V. durch die Sonder-schau „Schweißgerechtes Konstruieren“ eine stark beachtete Informationsmöglichkeit von Allgemeininteresse geschaffen. Die graphische hervorragend gestalteten Tafeln und Darstellungen waren während der Ausstellung ständig umlagert. Die Lehrschau ist bereits von Berlin, München, Aachen, Kassel und Wiesbaden angefordert worden und wird im Juni 1962 noch in der Schweiz (Zürich oder Basel) gezeigt werden.

Wir bitten um freundliche Beachtung der Beilagen der Firmen
Gesellschaft für Arbeitstechnik mbH, Essen
L. Rostan, Friedrichshafen/Bodensee
in unserer Inlandauflage.

Neuaufgabe

Neuaufgabe

EISENHÜTTE

TASCHENBUCH FÜR EISENHÜTTENLEUTE

Herausgeber: Akademischer Verein HÜTTE, E. V., Berlin

5. neubearbeitete Auflage

XXXII, 1341 Seiten, mit 1406 Bildern und 549 Tafeln,
Stichwortverzeichnis mit etwa über 3000 Stichwörtern, DIN A 5

INHALT: Grundlagen · Anlage und Betrieb von Hüttenwerken · Energie- und Sauerstoff-erzeugung · Hilfsmaschinen · Feuerungstechnik · Verhüttungsverfahren · Stahlerzeugung Gießerei · Grundlagen des Warmwalzens · Bauliche Einzelheiten von Walzwerken Warmwalzwerke · Kaltverarbeitung · Rohrherstellung · Oberflächenschutz · Schmieden und Pressen · Stahlnormen und Tafeln · Stichwortverzeichnis

GANZLEINEN DM 98.—

GANZLEDER DM 112.—

Verlangen Sie für Ihre Werbung 4farbigen Sonderprospekt!

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN



Abdichtender Fahrbahnbelag für Brücken Nach DB-Patent Nr. 945095

Patentanspruch:

Abdichtender Fahrbahnbelag, insbesondere für Leichtbrücken, unter Verwendung einer auf den Fahrbahnunterbau aufgeklebten dünnen Metallschicht, dadurch gekennzeichnet, daß der Straßenbelag aus Gußasphalt unmittelbar auf die Metallschicht aufgebracht ist.

Unsere patentierte Bauweise ermöglicht die Herstellung von leichten Konstruktionen aus Belägen mit geringem Gewicht und kleinen Bauhöhen im Verbund mit der Konstruktion. Die Beläge sind schub- und standfest sowie widerstandsfähig gegen Temperaturspannungen und Schwingungsbeanspruchungen.

Sollten Sie an einer genaueren Beschreibung interessiert sein, dann bitten wir Sie, unseren Prospekt über Verbundbauweise anzufordern.

VEDAG

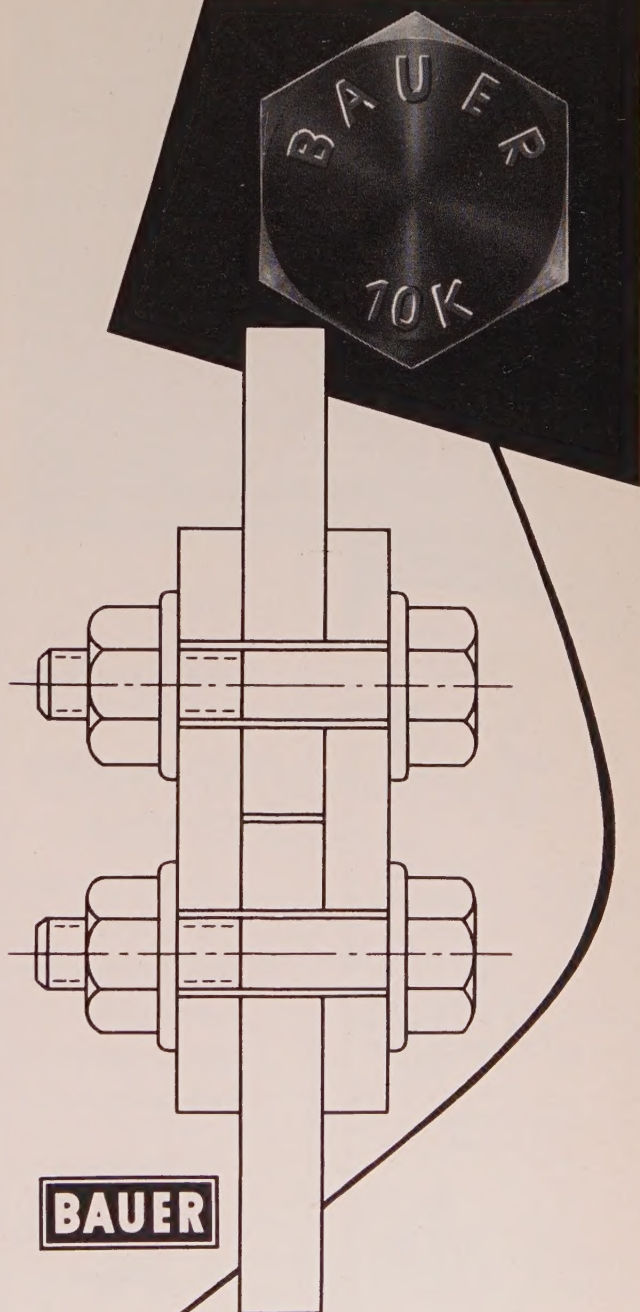
VEREINIGTE DACHPAPPEN-FABRIKEN AG
HAUPTVERWALTUNG FRANKFURT AM MAIN
Mainzer Landstraße 195 - 217 · Telefon 33 0131

Handelnd im Namen und für Rechnung der Rütgerswerke AG, Frankfurt am Main

Leichter, sicherer, billiger

bauen Sie mit Bauer 10 K, HV Schrauben
nach DAST-Vorschrift Nov. 1956

STAHLSCHRAUBEN FÜR DEN STAHLBAU



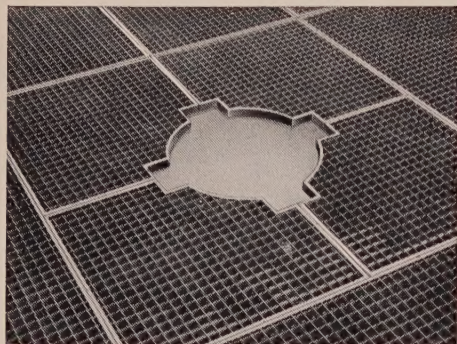
CARL BAUER

Schraubenfabrik seit 1842

WUPPERTAL-CRONENBERG

STEEB - GITTERROSTE

für Licht- und Luftschächte · Podeste · Bühnen · Laufstege
Nottreppen · Treppenstufen · Heizkanäle · Trockenräume
Lagerräume · Kran- und Maschinenplattformen · Förder-
brücken · Mahlanlagen · Schiffsböden · Brücken



Größte Stabilität und Tragfähigkeit · Befahrbar · Gleit-
sicher · Trittsicher · Allseitig ebene Auflage · Kompakte
Verbindung ohne Schweißstellen · Randeinfassung aus
E-Spezialprofil

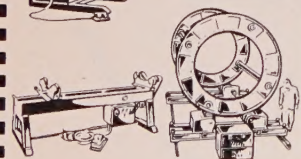
CHRISTIAN STEEB-WERKE K. G.
SULZ (Neckar)

Tehag Schweißvorrichtungen im Dienste der Rationalisierung

stufenlos regelbar,
für jeden Zweck und
jede Kapazität, auch in
Sonderkonstruktion!



Schweißdrehische
für 15, 150, 300, 600,
1000, 1500, 3500, 6000
und 10000 kg Belastung



Rollen-
Schweißvorrichtungen
für Rohre, Behälter und
Kessel ab 500—80000 kg
Belastung



Schweißautomaten
für Netzmanteldraht-, UP- und
Faßschweißung.
Projektion — Beratung!
Elektroden-Tröckengeräte und
Köder (elektr., beheizt 0-300°C)

Tehag

Nachf. C. H. Höing
Maschinenbau

Bachum-Weimar · Kenneder Straße 4 · Telefon 41611 · Postfach 114

Neue Ruf-Nr. 41 351/52



Abdeckroste
stabil
trittsicher

STEINHAUS
GMBH · MULHEIM (RUHR) · SPELDORF

Wir suchen einen gebrauchten Portalkran für folgende Leistungen:

Tragkraft:	20 to
Spannweite:	15,00 m
Hubhöhe:	4,50 - 5,50 m
Fahrwerk:	elektrisch
Hubwerk:	
Katzfahrt:	

Angebote erbeten unter 20 478 an „DER STAHLBAU“, Anzeigen-
abteilung, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

STELLENANGEBOTE

Für unsere Abteilung Stahlhochbau suchen wir einen

Projektführer (Dipl.-Ing.)

mit guten theoretischen Kenntnissen für selbständige
Bearbeitung von Angeboten und Aufträgen.

Senden Sie bitte Ihre Bewerbungsunterlagen mit
kurzem Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild,
Gehaltswünschen, Wohnungsbedarf und Eintritts-
termin an

Donges Stahlbau GmbH.

Abt. Stahlhochbau

Darmstadt, Postfach 449.

Nur
rechtzeitige

Abonnements- Erneuerung

kann dazu beitragen,
daß Ihnen
Ihre unentbehrliche
Fachzeitschrift
ohne Unterbrechung
weitergeliefert wird.

Bestellen Sie deshalb
bitte umgehend

DER STAHLBAU

bei Ihrem bisherigen
Lieferanten

Buchhändler oder Postzusteller

Bei der Stadt **Gladbeck i./W.** (85 000 Einwohner, Orts-
klasse S) wird zum sofortigen Dienstantritt gesucht:

1 Diplom-Ingenieur

der Fachrichtung Bauingenieurwesen als Leiter der stat.
Abteilung des Bauaufsichtsamtes. Gründliche Kenntnisse
im Aufstellen und Prüfen von stat. Berechnungen sind
erforderlich.

Die Bezahlung erfolgt nach BAT III.

Die Probezeit beträgt 6 Monate.

Bewerbungen (Lichtbild, Lebenslauf, beglaubigte Zeugnis-
abschriften, Tätigkeitsnachweise und Zeichenproben) sind
umgehend an das **Personalamt der Stadt Gladbeck** zu
richten.



Für unsere Abteilungen

Stahlhochbau und Brückenbau

suchen wir:

Statiker (Dipl.-Ing.)

mit möglichst (nicht Bedingung) 2 bis 3 Jahren Praxis in Entwurf und Konstruktion im Stahlhoch- bzw. Brückenbau.

Kommissionsführer

möglichst mit HTL-Abschluß und mehrjährigen Erfahrungen aus ähnlicher Tätigkeit sowie guten Kenntnissen in Konstruktion und Abrechnung von Projekten.

Konstrukteure

mit HTL-Abschluß.

Bei der Wohnungsbeschaffung sind wir behilflich.

Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild bitten wir, unter gleichzeitiger Bekanntgabe des Gehaltswunsches und des frühesten Eintrittstermins unserer Personalabteilung einzureichen.

RHEINSTAHL WANHEIM GMBH
Duisburg - Wanheim

Die Stadt Duisburg (Ortsklasse S) sucht für die Planung, den Entwurf und die Ausführung einer

Stadtautobahn

mit allen Ingenieurbauten

a) mehrere tüchtige Bauingenieure

(Bezahlung nach IV b BAT)

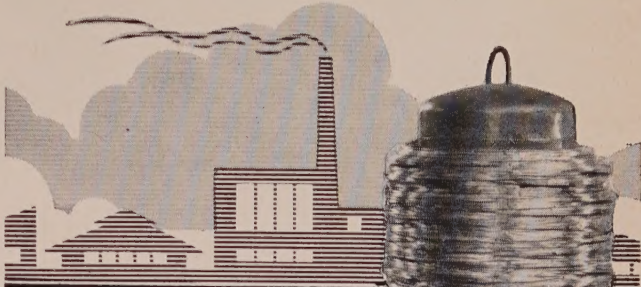
b) einen erfahrenen Diplom-Ingenieur

(Bezahlung nach II BAT, evtl. Übernahme in das Beamtenverhältnis)

Verheiratete Bewerber erhalten nach den geltenden Bestimmungen Trennungsentschädigung, zusätzlich Heimfahrtsurlaub und Umzugskostenvergütung. Bei der Beschaffung einer Wohnung ist die Stadt auf Wunsch behilflich.

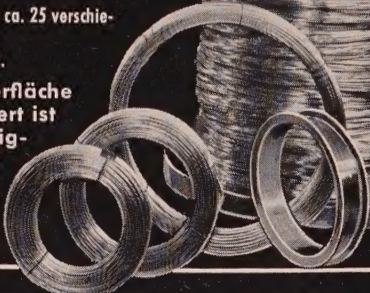
Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind innerhalb drei Wochen nach Veröffentlichung dieser Ausschreibung beim **Personalamt der Stadt Duisburg** einzureichen. **Kennziffer 443.**

U-P-Schweißdraht
verkupfert oder verbronz



Passend gespult für alle Schweißautomaten (von 10 bis 65 kg).
Mammutfrommeln (bis 1000 kg in einer Ader).
Reichhaltiges Lager in ca. 25 verschiedenen Richtanalysen (von 1,5 bis 12 mm Ø).

Mit Bronzeoberfläche hochglanzpoliert ist beste Gleitfähigkeit, das heißt störungsfreies Schweißen, garantiert.



Fabrikfliess

HERMANN FLIESS & CO., DUISBURG

Ein Familienkonzern mittlerer Größe sucht für eines seiner Werke (Stahlkonstruktionen) einen hochqualifizierten Dr.-Ing. oder Dipl.-Ing. als

Chefkonstrukteur

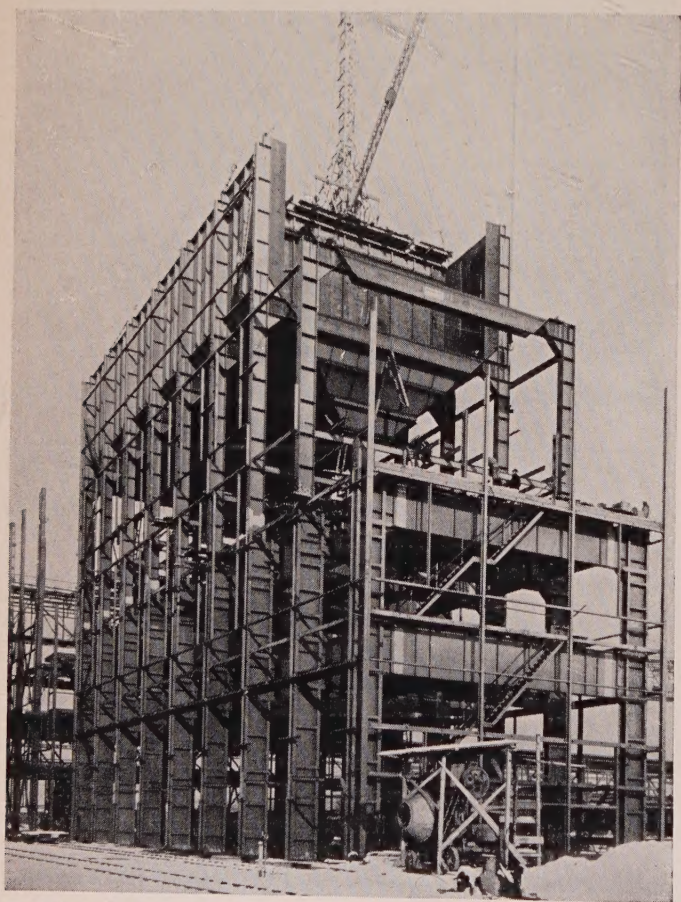
(Statik und Stahlleichtbau)

Es müssen weit über dem Durchschnitt stehende Kenntnisse und praktische Erfahrungen in Entwicklung, Planung und Konstruktion zusammen mit einem guten Gefühl auch für die wirtschaftlichen Erfordernisse des Marktes nachgewiesen werden.

Die vertraglichen Vereinbarungen werden so gestaltet, daß die ganze Schaffenskraft frei von wirtschaftlichen Sorgen voll dem Unternehmen gewidmet werden kann.

Herren, die sich auf Grund ihres bisherigen Wirkens dieser schöpferischen Aufgabe gewachsen fühlen, werden um Einsendung aller Unterlagen gebeten, die eine umfassende Beurteilung der Persönlichkeit und ihrer Eignung erlauben.

Angebote erbeten unter Nr. 20 477 an „DIE BAUTECHNIK“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollern-damm 169.



Stahlkonstruktion zur Kohletrocknungsanlage Bärnbach

**Wir
planen und bauen
in aller Welt**

Stahlkonstruktionen aller Art
für Wohn-, Büro- und Industriegebäude,
Sporthallen
Türme, Sendeanlagen,
Hochofengestelle
Kesselgerüste in Spezialausführung
Bunkeranlagen samt Förderbandbrücken
Maste für Fernleitungen, usw.

WAAGNER-BIRÓ

WIEN

AKTIENGESELLSCHAFT

GRAZ

ZENTRALE: WIEN V., MARGARETENSTRASSE 70